

CARACTERIZAÇÃO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO COM PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO – ESTUDO NUMÉRICO E EXPERIMENTAL

MIGUEL ÂNGELO OLIVEIRA PINHO

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Humberto Salazar Amorim Varum

Coorientadores: Professor Doutor António José Coelho Dias Arêde e
Professor Doutor Hugo Filipe Pinheiro Rodrigues

JANEIRO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-508 1446



miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-508 1440



feup@fe.up.pt



<http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o Autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2015/2016 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2016*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo Autor, não podendo o Editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

À Família e Amigos

“É fazendo que se aprende a fazer aquilo que se deve aprender a fazer”

Aristóteles

AGRADECIMENTOS

Termina aqui uma etapa importante da minha vida e no momento em que concluo este trabalho não posso deixar de agradecer a todos os que contribuíram, de forma direta ou indireta, para que eu chegasse aqui. Muita gente esteve envolvida na realização deste trabalho e foram necessários bastantes meios e equipamentos para que o trabalho fosse bem-sucedido. Deixo agora os maiores agradecimentos.

Em primeiro lugar gostaria de agradecer ao meu orientador, Professor Humberto Varum, pelos conhecimentos e métodos de trabalho que me passou, dedicação, disponibilidade que sempre demonstrou e amizade. Deixo-lhe um reconhecimento especial pela forma como fui orientado durante este trabalho.

Agradeço ao meu coorientador, Professor António Arêde, pelos contactos realizados, que acabaram por possibilitar que o trabalho fosse realizado da melhor forma possível, pela disponibilização dos recursos do LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural, FEUP), por todos os conhecimentos transmitidos, pela revisão da dissertação e amizade.

Agradeço ao meu coorientador, Professor Hugo Rodrigues, por todos os conhecimentos, enorme disponibilidade, pelas importantes orientações que me deu em momentos complicados, pela paciência, pela vontade para que a dissertação ficasse bem realizada e pelas revisões e correções que fez durante a redação da dissertação e amizade demonstrada.

Ao Engenheiro André Furtado por toda a disponibilidade, particularmente demonstrada na realização de todos os ensaios, paciência, vontade apresentada em ajudar e conhecimentos transmitidos. Desejo-lhe grande sorte na realização da sua tese de Doutoramento.

Ao Nuno e ao senhor Valdemar, funcionários do LESE, pela ajuda na preparação dos ensaios, boa disposição, disponibilidade e amizade.

Ao Professor Filipe Magalhães, que apesar não estar diretamente envolvido na dissertação, sempre se disponibilizou para me esclarecer algumas dúvidas pontuais que me surgiram e a sua ajuda foi muito importante.

Um agradecimento especial à família por todo apoio e vontade que sempre demonstrou para que chegasse aqui.

À Rita pela companhia e motivação que me ajudou a chegar aqui.

Aos meus amigos com quem partilhei grandes experiências ao longo da vida académica e que sempre estiveram dispostos a ajudar-me.

Aos profissionais de empresas exteriores que se disponibilizaram desde sempre para me ajudarem na realização da dissertação como a Engenheira Sandra Teixeira da empresa Lúcios, o Engenheiro Paulo Gouveia da empresa Enescoord e o Engenheiro Paulo Fidalgo do gabinete HDP.

A todos um muito obrigado e que tenham muito sucesso, tanto a nível pessoal, como profissional.

RESUMO

Durante os últimos anos diversas avaliações de danos foram realizadas em locais afetados por sismos mostrando que uma parte significativa dos danos sofridos em edifícios de betão armado estão associados à presença de paredes de alvenaria de enchimento. Fatores como a irregularidade na distribuição destas paredes em altura e em planta podem resultar em diferentes tipos de mecanismos de rotura, concentrações de tensões ou deslocamentos excessivos nas zonas de descontinuidade. Devido às muitas variáveis e dificuldade de modelação das paredes de alvenaria de enchimento, estes elementos são muitas vezes ignorados no processo de cálculo, não sendo portanto considerada a sua influência na rigidez e resposta dos edifícios.

Na presente dissertação são apresentados os resultados de uma campanha experimental realizada com o objetivo de conhecer as características dinâmicas de diferentes tipologias de paredes de alvenaria de enchimento. Para determinar as características dinâmicas das paredes de alvenaria foram realizados ensaios de vibração ambiental e ensaios de excitação forçada. Através dos resultados obtidos pelos ensaios de identificação dinâmica das paredes de alvenaria foram retiradas algumas conclusões e feitas algumas comparações entre paredes com algumas semelhanças ao nível da geometria, existência de aberturas e condições de fronteira.

Foi ainda analisada a variação de rigidez de dois edifícios ao longo do seu processo construtivo, com especial atenção para o contributo de rigidez oferecido pelas paredes de alvenaria. Durante a campanha experimental foram realizados vários ensaios de vibração ambiental com o objetivo de determinar as frequências naturais de vibração de cada edifício em cada fase construtiva.

No presente trabalho é apresentada a modelação numérica de um dos edifícios em que foram realizados ensaios de vibração ambiental. Este modelo numérico teve como principais objetivos estudar a influência das paredes de alvenaria nas frequências naturais de vibração do edifício e nas configurações dos seus modos de vibração, através da variação do módulo de elasticidade das paredes. A calibração do modelo foi conseguida pela comparação entre os resultados das frequências naturais de vibração obtidas numericamente e experimentalmente. Para simular o comportamento das paredes de alvenaria de enchimento foi utilizado um método simplificado de macro modelação, conhecido como o método das bielas diagonais equivalentes.

PALAVRAS-CHAVE: painéis de enchimento, alvenaria, vibração ambiental, identificação modal estocástica, modelação numérica

ABSTRACT

Damage assessments carried out in regions affected by earthquakes show that a significant number of damages observed in the reinforced concrete buildings are associated with the presence of infill masonry walls. The vertical and plant irregularity in terms of distribution of infill walls may introduce different mechanism or even cause excessive concentrations of stresses and displacements in the discontinuity zones. Many variables and difficulties in the modelling process of the infill masonry walls justify that these elements are often ignored in the design process and the influence on stiffness and response of building is not considered.

In this dissertation presents the results of an experimental campaign aiming to know the dynamic characteristics of different types of infill masonry walls. To determine the dynamic characteristics of masonry walls were performed in ambient vibration tests and tests forced excitation. The results obtained by the dynamic identification tests of masonry walls were taken some conclusions and made some comparisons between walls with some similarities in terms of geometry, the existence of apertures and boundary conditions.

It was also analysed the variation of two buildings stiffness throughout its construction process, with special attention to the contribution of stiffness offered by masonry walls. During the experimental program were performed various environmental vibration test in order to find the natural frequencies of vibration of each building in each construction stage.

In the present work presents a numerical model of one of the buildings where environmental vibration tests were performed. The numerical model has as main objective to study the influence of masonry walls in building natural frequency of vibration and appearance of its vibrational modes, by varying the modulus of elasticity of the walls. The calibration model was achieved by comparing the results of the natural vibration frequency obtained numerically and experimentally. To simulate the behaviour of filling masonry walls was used a simplified method macro-modelling, the method known as the equivalent diagonal struts.

KEYWORDS: infill panels, masonry, environmental vibration, stochastic modal identification, numerical modelling

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. INTRODUÇÃO	1
1.1. INTRODUÇÃO	1
1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO	2
1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	2
2. COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO EM SISMOS RECENTES	5
2.1. INTRODUÇÃO	5
2.2. SISMO DE WENCHUAN, SICHUAN, 2008 (CHINA)	5
2.3. SISMO DE L'AQUILA, ABRUZZO, 2009 (ITÁLIA)	6
2.4. SISMO DE LORCA, 2011 (ESPANHA)	7
2.5. SISMO DE EMILIA ROMAGNA, 2012 (ITÁLIA)	8
2.6. SISMO DO NEPAL, 2015	8
2.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS	9
3. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NA RESPOSTA DOS EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO	11
3.1. INTRODUÇÃO	11
3.2. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NO COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS	12
3.3. IRREGULARIDADES ASSOCIADAS À PRESENÇA DE PAREDES DE ALVENARIA	16
3.4. MECANISMOS DE ROTURA GLOBAIS - PISO FLEXÍVEL OU SOFT-STOREY	17
3.5. MODOS DE ROTURA DE PAREDES DE ALVENARIA	18
3.5.1. ESMAGAMENTO DOS CANTOS	19
3.5.2. COMPRESSÃO E FISSURAÇÃO DIAGONAL	19
3.5.3. DESLIZAMENTO AO LONGO DAS JUNTAS	20
3.5.4. ROTURA DO PÓRTICO	20

3.5.5. MECANISMO DE PILAR CURTO OU SHORT COLUMN	21
3.6. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO	22
3.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	30
4. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE ESTRUTURAS	31
4.1. INTRODUÇÃO	31
4.2. CONCEITOS SOBRE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA	31
4.3. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL.....	32
4.4. ENSAIO DE EXCITAÇÃO FORÇADA.....	32
4.5. AQUISIÇÃO E PROCESSAMENTO DE SINAL	33
4.6. APLICAÇÃO DE FILTROS DIGITAIS	33
4.7. FREQUÊNCIA DE AMOSTRAGEM E TEMPO DE AQUISIÇÃO.....	34
4.8. ERROS	35
4.9. IDENTIFICAÇÃO MODAL ESTOCÁSTICA.....	35
4.9.1. ANÁLISE NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA	35
4.9.2. ANÁLISE NO DOMÍNIO DO TEMPO	38
4.10. EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO.....	39
4.10.1. SISMÓGRAFOS	39
4.10.2. Acelerómetros piezoelétricos	41
4.11. CONSIDERAÇÕES FINAIS	42
5. APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO	43
5.1. INTRODUÇÃO	43
5.2. EDIFÍCIO A	43
5.2.1. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	44
5.2.2. DISPOSIÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO	44
5.3. EDIFÍCIO B	46
5.3.1. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL	46
5.3.2. DISPOSIÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO	47
6. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO.....	49
6.1. INTRODUÇÃO	49
6.2. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS.....	49

6.3. PROCEDIMENTO DE ENSAIO	51
6.4. TRATAMENTO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	54
6.5. EDIFÍCIO B.....	56
6.5.1. DESCRIÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO ENSAIADAS	56
6.5.2. RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS	58
6.6. CONCLUSÃO.....	74
 7. IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE EDIFÍCIOS.....	 77
7.1. INTRODUÇÃO	77
7.2. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS DO ENSAIO	77
7.3. TRATAMENTO DOS RESULTADOS OBTIDOS.....	78
7.4. EDIFÍCIO A.....	78
7.4.1. FASEAMENTO CONSTRUTIVO E DATAS DA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS	79
7.4.2. RESULTADOS DOS OBTIDOS DOS ENSAIOS.....	82
7.4.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	82
7.5. EDIFÍCIO B.....	85
7.5.1. FASEAMENTO CONSTRUTIVO E DATAS DA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS	86
7.5.2. RESULTADOS DOS OBTIDOS DOS ENSAIOS.....	87
7.5.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	88
7.6. CONCLUSÃO.....	90
 8 MODELAÇÃO NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA NA RESPOSTA DOS EDIFÍCIOS: CASO DE ESTUDO	 93
8.1. INTRODUÇÃO	93
8.2. MATERIAIS.....	93
8.3. AÇÕES CONSIDERADAS.....	94
8.4. VARIÁVEIS E CONSIDERAÇÕES ADMITIDAS NO PROCESSO DE MODELAÇÃO	95
8.5. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA DE ESCORAMENTO DAS LAJES	96
8.6. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA CONSIDERANDO OS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO.....	100
8.7. CONCLUSÃO.....	107
 9. CONSIDERAÇÕES FINAIS E POSSÍVEIS TRABALHOS FUTUROS.....	 109

9.1. INTRODUÇÃO	109
9.2. CONCLUSÃO FINAL	109
9.3. TRABALHOS FUTUROS	110
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	113

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 Dano provocado num pilar de um pórtico de betão armado preenchido com paredes de alvenaria: (a); (b) (Wu et al., 2015).....	6
Figura 2.2 Colapso para fora do plano e no plano de elementos não estruturais,(Vicente e Mendes da Silva, 2012)	7
Figura 2.3 Danos provocados pelo mecanismo a) de <i>short-column</i> e b) de <i>soft-storey</i> , (Romão et al., 2013)	8
Figura 2.4 Fissuração em paredes de alvenaria com aberturas (Parisi e Augenti, 2013)	8
Figura 2.5 Colapso de um edifício que sofreu mecanismo de <i>soft-storey</i> (Brando, 2015)	9
Figura 3.1 Danos provocados pelo colapso: a) de elementos não estruturais exteriores para a via pública (Hermanns et al., 2014) e, b) de elementos não estruturais interiores devido ao sismo de 6 de Abril de 2009 em L'Aquila (Andrea, Fabrizio e Paolo, 2014)	12
Figura 3.2 Casos de edifícios em que se recorreu a paredes de alvenaria de tijolo para executar paredes divisórias interiores duplas com isolamento térmico (a) e paredes simples (b)	13
Figura 3.3 Resposta de uma estrutura porticada, sem paredes de enchimento, solicitada horizontalmente (MagarPatil H., 2013)	13
Figura 3.4 Resposta de uma estrutura porticada, com paredes de enchimento, solicitada horizontalmente (MagarPatil H., 2013)	14
Figura 3.5 Separação entre o pórtico e os elementos de alvenaria com colapso para fora do plano (Hermanns et al., 2014)	14
Figura 3.6 Exemplo de edifício em que não existe irregularidade de rigidez associada à ausência de paredes de alvenaria no rés-do-chão	15
Figura 3.7 Diferença entre a resposta de um edifício com o piso térreo (a) e de um edifício que possui paredes de alvenaria ao longo de toda a sua altura (b). Adaptado de MagarPatil H. (2013)	15
Figura 3.8 Danos relacionados com a presença de paredes de alvenaria: <i>short-column</i> (a) e <i>soft-storey</i> (b) (Milheiro, Arede e Rodrigues, 2015).....	16
Figura 3.9 Exemplos de edifícios com irregularidades em rigidez e em altura e consequente dano em elementos estruturais e não estruturais (Romão et al., 2013)	17
Figura 3.10 Colapso de edifícios devido ao mecanismo <i>soft-storey</i> em que os pisos superiores se mantiveram quase intactos (Ghobarah et al., 2006; Rodrigues, 2005).....	18
Figura 3.11 Configuração da deformada de uma estrutura regular corrente (a) e mecanismo de <i>soft-storey</i> (b) (Alinouri, Danesh e Khazaei, 2011).....	18
Figura 3.12 Esmagamento do canto da parede de alvenaria de enchimento (Vicente e Mendes da Silva, 2012)	19
Figura 3.13 Esmagamento dos cantos, compressão diagonal e separação entre os elementos estruturais do pórtico e a parede. Adaptado de Nicola et al., (2015)	19
Figura 3.14 Deslizamento dos elementos de alvenaria ao longo das juntas horizontais (Ghobarah et al., 2006)	20

Figura 3.15 Rotura dos elementos estruturais do pórtico, associado a um deslizamento horizontal e fendilhação horizontal da alvenaria de enchimento. Adaptado de Nicola et al., (2015)	21
Figura 3.16 Mecanismo <i>short-column</i> observado nos pilares de edifício industrial - Çagatay (2005) .	22
Figura 3.17 Comprimento de contacto entre o pano de alvenaria e o pórtico (Oliveira, 1995)	23
Figura 3.18 Representação da biela diagonal equivalente em uma parede retangular (Oliveira, 1995)	25
Figura 3.19 Geometria das bielas (Al-Chaar, 2002).....	26
Figura 3.20 Localização da biela equivalente. Adaptado de Al-Chaar (2002).....	27
Figura 3.21 Modelos isolados, cada um deles representando o comportamento à compressão (a) e ao corte (b) da parede. Adaptado de Crisafulli (2007)	29
Figura 3.22 Macro-modelo proposto por Rodrigues, Varum e Costa (2010) (Adaptado).....	29
Figura 3.23 Macro-modelo proposto. Adaptado de Furtado et al. (2015)	30
Figura 4.1 Funcionamento de um filtro (Caetano, 1992)	34
Figura 4.2 Exemplo de uma série temporal de excitação	39
Figura 4.3 Exemplo de uma transformada de Fourier após aplicação do algoritmo FFT	39
Figura 4.4 Sismógrafo da marca GeoSIG, modelo GMS Netquakes Recorder (GeoSIG, 2016a)	39
Figura 4.5 Princípio de funcionamento de um sismógrafo horizontal (a) e de um sismógrafo vertical (b) (Dias, 2000)	40
Figura 4.6 Macro-sismógrafo, marca GeoSIG, modelo GSR-18 (GeoSIG, 2016b).....	41
Figura 4.7 Princípio de funcionamento de um acelerómetro piezoelétrico. Adaptado de Pimentel et al., (2009)	41
Figura 4.8 Acelerómetro piezoelétrico, modelo 393A03 da marca PCB Piezotronics (PCB, 2016a)...	42
Figura 5.1 Planta de arquitetura de um piso tipo	44
Figura 5.2 Pormenores de paredes interiores (a) e exteriores (b)	45
Figura 5.3 Paredes de alvenaria de enchimento confinadas e não confinadas	45
Figura 5.4 Planta de arquitetura de um piso tipo	46
Figura 5.5 Pormenores do edifício apresentado	47
Figura 5.6 Paredes de alvenaria de enchimento do edifício apresentado	48
Figura 6.1 Acelerómetro unidirecional piezoelétrico	50
Figura 6.2 Cabo coaxial.....	50
Figura 6.3 Placas de aquisição de dados com cabos coaxiais conectados.....	50
Figura 6.4 Chapas metálica de suporte aos acelerómetros	51
Figura 6.5 Parede com os locais assinalados onde foram colocados os acelerómetros	51
Figura 6.6 Ligação entre as placas de aquisição de dados e computador	52
Figura 6.7 Acelerómetros fixos à parede nos locais definidos	52
Figura 6.8 Acelerómetros fixos às chapas metálicas	52

Figura 6.9 Disposição de acelerómetros no caso de uma parede sem aberturas	53
Figura 6.10 Placa de aquisição de sinal.....	53
Figura 6.11 Modelo representativo do <i>setup</i> do ensaio de uma parede sem aberturas.....	54
Figura 6.12 Transformada de Fourier de uma das paredes ensaiadas obtidas pelo método EFDD	55
Figura 6.13 Aspeto do primeiro modo de vibração para fora do plano de uma parede sem aberturas (a) e de uma parede com aberturas (b).....	56
Figura 6.14 Lintel de betão armado construído na padieira das aberturas de janelas e portas nas paredes de alvenaria	57
Figura 6.15 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P1 no momento do ensaio	58
Figura 6.16 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P1	58
Figura 6.17 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P2 no momento do ensaio	59
Figura 6.18 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P2	59
Figura 6.19 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P3 no momento do ensaio	60
Figura 6.20 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P3	60
Figura 6.21 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P4 no momento do ensaio	60
Figura 6.22 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P4	61
Figura 6.23 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P5 no momento do ensaio	61
Figura 6.24 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P5	61
Figura 6.25 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P6 no momento do ensaio	62
Figura 6.26 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P6	62
Figura 6.27 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P7 no momento do ensaio	63
Figura 6.28 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P7	63
Figura 6.29 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P8 no momento do ensaio	64
Figura 6.30 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P8	64
Figura 6.31 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P9 no momento do ensaio	65
Figura 6.32 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P9	65
Figura 6.33 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P10 no momento do ensaio	65
Figura 6.34 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P10	66
Figura 6.35 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P11 no momento do ensaio	66
Figura 6.36 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P11	66
Figura 6.37 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P12 no momento do ensaio	67
Figura 6.38 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P12	67
Figura 6.39 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P13 no momento do ensaio	68
Figura 6.40 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P13	68

Figura 6.41 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P14 no momento do ensaio.....	69
Figura 6.42 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P14.....	69
Figura 6.43 Juntas horizontais que não estão completamente preenchidas	70
Figura 6.44 Rasgos construtivos presentes numa das paredes ensaiadas	70
Figura 6.45 Relação entre a área da abertura existente na parede e frequência obtida	71
Figura 6.46 Relação entre comprimento da diagonal e frequência obtida.....	72
Figura 6.47 Relação entre rácio altura/comprimento e frequência.....	73
Figura 7.1 Designação e orientações adotadas nos ensaios (a) e fase construtiva do edifício (b).....	79
Figura 7.2 Valores das frequências obtidas em cada ensaio.....	82
Figura 7.3 Designação e orientações adotadas nos ensaios (a) e fase construtiva do edifício (b).....	86
Figura 7.4 Valores das frequências obtidas em cada ensaio.....	88
Figura 8.1 Disposição das escoras verticais para cada uma das fases	97
Figura 8.2 Geometria e dimensões, em mm, da secção transversal de uma escora metálica	97
Figura 8.3 Escoras utilizadas na construção do edifício.....	97
Figura 8.4 Fachada nascente do edifício no dia 29 de Setembro de 2015.....	98
Figura 8.5 Detalhe da ligação entre uma escora e um nó da malha de elementos finitos.....	99
Figura 8.6 Modelo numérico, considerando (a) e não considerando (b) escoras verticais	99
Figura 8.7 Aspeto dos três primeiros modos de vibração do edifício.....	100
Figura 8.8 Aspeto dos três primeiros modos de vibração do edifício.....	100
Figura 8.9 Fachada Norte e fachada Poente do edifício no dia 20 de Novembro de 2015	101
Figura 8.10 Ilustração esquemática sobre o avanço da construção das alvenarias em cada piso	102
Figura 8.11 Modelo do edifício incorporando as bielas equivalentes	102
Figura 8.12 Modelo de 3 graus de liberdade por piso	103
Figura 8.13 Bloco térmico proETCIS da empresa ARTEBEL (Artebel, 2016)	104
Figura 8.14 Comparação entre resultados numéricos e experimentais segundo a direção x.....	105
Figura 8.15 Comparação entre resultados numéricos e experimentais segundo a direção y	105
Figura 8.16 Aspeto dos dois primeiros modos de vibração do edifício.....	106
Figura 8.17 Aspeto dos dois primeiros modos de vibração do edifício não considerando a existência de paredes de alvenaria	106

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 3.1 Valores empíricos para determinação da largura da escora equivalente (Mainstone, 1971)	25
Tabela 3.2 Valores a adotar para o coeficiente de redução R2 (Al-Chaar, 2002)	27
Tabela 6.1 Características geométricas das paredes ensaiadas	57
Tabela 6.2 Resultados obtidos nos ensaios	71
Tabela 6.3 Valor da diagonal e frequência obtida para cada parede	72
Tabela 6.4 Valor do rácio altura/comprimento e frequência obtida para cada parede	73
Tabela 7.1 Evolução construtiva do Edifício A	79
Tabela 7.2 Frequências medidas no Edifício A	82
Tabela 7.3 Avanço na construção da estrutura e paredes de alvenaria	83
Tabela 7.4 Evolução construtiva do Edifício B	86
Tabela 7.5 Frequências medidas no Edifício B	87
Tabela 7.6 Avanço na construção da estrutura e paredes de alvenaria	88
Tabela 8.1 Propriedades mecânicas do betão da classe C25/30	94
Tabela 8.2 Propriedades mecânicas do aço A500 NR	94
Tabela 8.3 Valores de cálculo das ações consideradas	95
Tabela 8.4 Módulo de elasticidade calculado para os pilares de cada piso, em GPa	98
Tabela 8.5 Frequências obtidas numericamente e experimentalmente, em Hz	99
Tabela 8.6 Frequências experimentais, em Hz	103
Tabela 8.7 Valores do primeiro modo de vibração	104

1

INTRODUÇÃO

1.1. INTRODUÇÃO

Desde sempre a atividade sísmica esteve presente na história da Terra, fruto das movimentações das placas tectónicas. Este tipo de evento é frequentemente associado fenómenos de destruição severa, perdas de vidas humanas e perdas económicas, que podem mesmo atrasar significativamente o desenvolvimento de um país. Principalmente no caso de países pobres, pouco desenvolvidos e com poucos meios para dar uma resposta adequada a acontecimentos tão trágicos, quando são atingidos por terremotos, é normal que fiquem dependentes da ajuda de outros países quer para conseguirem prestar auxílio à população no pós-sismo imediato, quer para recuperar dos danos materiais causados.

Existem vários fatores que podem influenciar a gravidade de um sismo num determinado local, dos quais se pode referir a magnitude do sismo, a densidade de população nas zonas afetadas, a qualidade das construções, entre outras.

Frequentemente, quando existe um sismo, a comunidade científica utiliza os locais afetados para realizar vários estudos e tirar lições importantes. Um sismo desperta o interesse de várias áreas científicas, não só da engenharia como também de economia, demografia, saúde pública e muitas outras. De facto, estes acontecimentos desastrosos têm sido aproveitados para alargar conhecimentos que permitirão que os edifícios melhorem o seu desempenho em acontecimentos sísmicos futuros e, assim, tenham consequências menos severas para a população e para o país.

Diversos estudos de avaliação de danos causados por sismos demonstram que vários colapsos, totais ou parciais, de edifícios de betão armado estão associados à presença de paredes de alvenaria de enchimento. Estas paredes alteram significativamente a rigidez, resistência da estrutura e consequentemente a sua resposta quando for solicitada por uma forte ação horizontal, como pode ser o caso da ação sísmica.

É ainda prática corrente que a presença destes elementos, e a sua contribuição para o comportamento das estruturas, não seja considerada na fase de conceção e dimensionamento de edifícios comuns. Devido ao elevado número de fatores de que depende o comportamento das paredes de alvenaria de enchimento e à complexidade da modelação numérica destes elementos, regra geral a sua contribuição não é considerada nos modelos numéricos. A não consideração das paredes de alvenaria de enchimento no processo de modelação numérica leva a que os esforços máximos resistentes dos elementos estruturais verticais possam ser inferiores aos esforços realmente atuantes caso aconteça um sismo com determinadas características.

O presente trabalho tem como principal objetivo o acompanhamento da construção de dois edifícios destinados a habitação através de ensaios de identificação das suas características dinâmicas, em diferentes fases construtivas, bem como dos painéis de alvenaria de enchimento.

1.2. OBJETIVOS DA DISSERTAÇÃO

O presente trabalho tem como principal objetivo o acompanhamento da construção de dois edifícios destinados à habitação através de ensaios de identificação das características dinâmicas desses edifícios em diferentes fases construtivas e dos painéis de alvenaria de enchimento.

Os objetivos deste trabalho foram os seguintes:

- Acompanhamento do processo construtivo de dois edifícios de habitação multifamiliares;
- Realização de ensaios de vibração ambiental nos edifícios em diferentes fases construtivas, acompanhando assim a evolução das frequências e avaliando a influência das paredes de enchimento;
- Realização de ensaios de identificação dinâmica em painéis de enchimento existentes e com diferentes características geométricas, existência de aberturas e condições de fronteira;
- Modelação numérica de um edifício em construção, considerando a presença das paredes de enchimento;

1.3. ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está organizada em nove capítulos, sendo o presente relativo à de introdução, onde se faz uma breve apresentação sobre o tema escolhido, dos principais objetivos do trabalho e da estrutura da dissertação.

No capítulo 2 são apontados alguns dos principais sismos que se fizeram sentir nos últimos anos, sendo apresentados para cada caso o comportamento dos edifícios em betão armado com paredes de alvenaria de enchimento, modos de colapso frequentemente observados e possível relação com a presença das paredes de alvenaria.

O capítulo 3 aborda a importância das paredes de alvenaria de enchimento no comportamento dos edifícios, as vantagens e desvantagens associadas à sua presença, os modos de colapso de edifícios associados à presença de paredes de alvenaria de enchimento, os modos de rotura das próprias paredes de alvenaria e ainda os processos de modelação numérica simplificados que têm o objetivo de simular o comportamento das paredes de alvenaria quando sujeitas sismos.

No capítulo 4 são apresentados alguns conceitos de dinâmica de estruturas, metodologia de aquisição e processamento de sinal dos ensaios, fontes de erros e modos de mitigar ou reduzir o impacto desses erros na qualidade dos ensaios e equipamentos utilizados nos ensaios.

No capítulo 5 é feita uma descrição dos edifícios estudados, abordando as características geométricas e estruturais de cada um dos edifícios, bem como das paredes de alvenaria neles presentes.

No capítulo 6 são apresentadas as paredes de enchimento onde foram realizados ensaios de identificação dinâmica e, para cada parede, a frequência associada ao primeiro modo de vibração para fora do seu plano; procura-se ainda estabelecer relações entre as características de cada parede e a frequência obtida experimentalmente.

No capítulo 7 são abordados os ensaios de vibração ambiental realizados ao longo do processo construtivo dos dois edifícios apresentados no capítulo 5, descrevendo-se a metodologia adotada para a realização dos ensaios, o processo de tratamento dos dados e resultados obtidos em cada ensaio. Procura-se ainda estabelecer uma relação entre os avanços da respetiva obra entre cada ensaio e a evolução das frequências obtidas.

No capítulo 8 é feita uma modelação numérica de um dos edifícios aqui estudados, com a qual são realizadas várias análises modais utilizadas para calibrar cada modelo construído. Neste modelo numérico são consideradas as paredes de alvenaria de enchimento através do método das bielas equivalentes e a calibração é feita através do ajuste do módulo de elasticidade das paredes até que os valores das frequências obtidas no modelo se aproximem das obtidas experimentalmente.

No capítulo 9 apresentam-se as principais conclusões retiradas com a realização do presente trabalho e são sugeridos alguns trabalhos que poderão ser realizados na sequência deste.

2

COMPORTAMENTO SÍSMICO DE EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO EM SISMOS RECENTES

2.1. INTRODUÇÃO

Ao longo deste capítulo serão indicados alguns exemplos de sismos recentes que afetam alguns países, respetivas densidades, danos materiais e perdas humanas contabilizadas. A bibliografia consultada para desenvolver este capítulo foi baseada em observações feitas depois de cada sismo em que um dos fatores estudados foi o comportamento dos edifícios, causas que provocaram o seu colapso ou então fatores e características dos edifícios que contribuíram para que os danos fossem mais reduzidos.

Apesar de em algumas regiões indicadas a tipologia de edifícios mais característica na região não serem os edifícios de betão armado, será dada sempre mais atenção a esses edifícios.

Devido à ocorrência de um sismo existem consideráveis perdas económicas, não só devido aos danos diretos, como os custos de reparação das construções, mas também às perdas resultantes das interrupções das atividades causadas pelos problemas de acesso às construções devido ao risco de colapso e às inspeções regulamentares que constam nos programas antissísmicos de cada governo (Braga et al., 2015).

Os sismos abordados neste capítulo são os seguintes:

- Wenchuan, Sichuan, China, 12 de maio de 2008;
- L'Aquila, Abruzzo, Itália, 6 de abril de 2009;
- Lorca, Espanha, 11 de maio de 2011;
- Emília Romanha, Itália, 20 de maio de 2012;
- Gorkha, Nepal, 25 de abril de 2015.

2.2. SISMO DE WENCHUAN, SICHUAN, 2008 (CHINA)

Um forte sismo afetou a região de Wenchuan, na província de Sichuan na China no dia 12 de Maio de 2008 e este foi considerado o sismo mais grave sofrido pela China desde o sismo de Tangshan em 1976 (Jia et al., 2015). O sismo de Wenchuan foi causado pelo movimento das placas tectónicas Indiana e Euro-Asiática ao longo da falha de Longmenshan. O sismo registou uma magnitude de 8.0 e o seu epicentro localizou-se na região de Sichuan (Jia et al., 2015).

Segundo os dados fornecidos pelo governo chinês, o desastre provocou a morte a 69 227 pessoas, 374 643 feridos 17 923 desaparecidos (Lin et al., 2014). O sismo destruiu 6,5 milhões de habitações, 15

milhões de pessoas tiveram necessidade de serem evacuadas e 5 milhões ficaram desalojadas. As estatísticas indicam que 46,25 milhões de pessoas foram afetadas por este sismo (Lin et al., 2014).

Os danos nos edifícios de betão armado foram limitados, mas mesmo assim, os mais graves foram observados nos pilares entre o primeiro e terceiro piso, em que existiam pórticos preenchidos com paredes de alvenaria (Figura 2.1) (Jia et al., 2015; Wu et al., 2015). Muitos edifícios residenciais e comerciais, que possuíam menos paredes de alvenaria no piso térreo do que nos pisos elevados, sofreram graves danos no rés-do-chão (Barnaure e Stoica, 2015).



Figura 2.1 Dano provocado num pilar de um pórtico de betão armado preenchido com paredes de alvenaria: (a); (b) (Wu et al., 2015)

2.3. SISMO DE L'AQUILA, ABRUZZO, 2009 (ITÁLIA)

No dia 6 de Abril de 2009, a região a Abruzzo, localizada no centro de Itália, foi atingida por um sismo em que a magnitude máxima registada foi de 6.8. O hipocentro deste sismo ocorreu a 11,8 km de profundidade (Verderame et al., 2011). O sismo atingiu a região durante a noite, enquanto a maior parte da população dormia no interior das suas casas. Foram contabilizadas 305 mortes e aproximadamente 1500 feridos, mais de 24 000 pessoas ficaram desalojadas e mais de 70 000 foram evacuadas nos primeiros meses depois do sismo (Indirli et al., 2013). Devido ao sismo de Áquila, estima-se que os danos em elemento não estruturais em edifícios industriais tenham ultrapassado os 10 milhões de euros (Vicente e Mendes da Silva, 2012).

Grande parte dos danos observados foram não estruturais e apenas algumas estruturas colapsaram devido a danos estruturais. Houve uma grande quantidade de paredes de alvenaria de enchimento danificadas e foi visível que alguns danos em elementos estruturais foram provocados pela interação entre a parede e o pórtico, mas foi possível observar que alguns pórticos sofreram poucos danos devido ao contributo de resistência e rigidez oferecido pela parede de alvenaria (Verderame et al., 2011).

Avaliações de danos realizadas após o sismo indicaram que existiu uma grande quantidade de paredes de alvenaria que colapsaram para fora de plano, quer devido a mecanismos de rotura no plano, fora do plano ou as duas situações em simultâneo (Figura 2.2) (Vicente e Mendes da Silva, 2012).

Guidoboni e Valensise (2015) indica os 14 principais inventos sísmicos ocorridos na região desde 1960 com magnitude superior a 5.7, sua intensidade e número de choques principais sofridos.

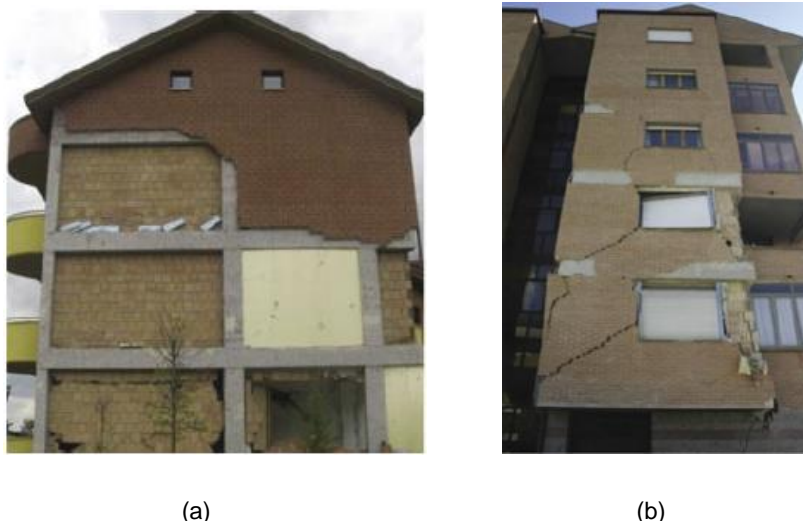


Figura 2.2 Colapso para fora do plano e no plano de elementos não estruturais, (Vicente e Mendes da Silva, 2012)

2.4. SISMO DE LORCA, 2011 (ESPANHA)

No dia 11 de Maio de 2011, a cidade de Lorca foi afetada por dois eventos sísmicos de magnitude máxima de 5.2 e outro de 4.6 (Benavent-Climent et al., 2014). Estes eventos causaram 9 mortes, 300 feridos e cerca de 1500 edifícios sofreram danos estruturais, apesar da área que sofreu danos ser bastante limitada. Grande parte dos edifícios afetados tinham entre 4 e 6 pisos e também os edifícios históricos sofreram grandes danos. Os edifícios de alvenaria eram muito rígidos e com massas muito elevadas, que provocaram grandes forças horizontais (Mele, 2003). Este sismo causou danos significativos quer em construções mais antigas, quer em construções mais recentes (Romão et al., 2013) Tendo em conta que a aceleração do solo excedeu aquela que é indicada nos regulamentos espanhóis, foi realizado um estudo por Benavent-Climent et al. (2014) que teve como objetivo analisar o dano causado por um sismo com as características deste em edifícios projetados seguindo os códigos espanhóis. Uma das conclusões retiradas deste estudo reforça a ideia de que as paredes de enchimento têm uma influência importante no comportamento da estrutura quando esta é solicitada por uma ação lateral e o agravamento dos danos causados pela presença destas paredes quando a interação que elas têm com a estrutura seja tida em conta.

Em relação ao desempenho dos edifícios de betão armado mais recentes projetados segundo os códigos atualizados, e com base nas observações realizadas, considera-se que cumpriram os requisitos de segurança atuais que dizem respeito à segurança face a ações sísmicas (Romão et al., 2013). Uma das razões encontradas para justificar o baixo número de edifícios que colapsaram (2) foi a baixa duração do sismo (Romão et al., 2013).

Entre os modos de dano de estruturas de betão armado estão o mecanismo de *short-column* (Figura 2.3 a), *soft-storey* (Figura 2.3 b) (Romão et al., 2013).



(a)

(b)

Figura 2.3 Danos provocados pelo mecanismo a) de *short-column* e b) de *soft-storey*, (Romão et al., 2013)

2.5. SISMO DE EMILIA ROMAGNA, 2012 (ITÁLIA)

Em 2012, a região de Emilia Romagna foi afetada por uma série de eventos sísmicos em que o evento com mais intensidade ocorreu no dia 20 de Maio e teve uma magnitude de 6.0. Nos dois eventos com maior magnitude, um deles com 6.0 e outro 5.8, perderam a vida 7 e 19 pessoas em cada um deles, respetivamente, mais de 350 pessoas sofreram ferimentos, 14 000 ficaram desalojadas e vários edifícios sofreram danos (Parisi e Augenti, 2013).

Nos tempos que se seguiram aos sismos, foi realizada uma avaliação de danos para perceber o real impacto na região. Nas regiões afetadas pelo sismo, as zonas mais antigas das cidades, existe um grande número de edifícios em alvenaria estrutural (Figura 2.4), enquanto nas zonas em expansão e mais recentes, o tipo de edifícios são construídos em pórticos de betão armado. Esta foi a justificação encontrada para que não se tenha encontrado uma distribuição homogénea de danos na região, onde a zona mais afetada pelo sismo foi o centro histórico. Este sismo causou grandes danos em monumentos e edifícios com valor patrimonial, tais como igrejas, palácios ou fortalezas (Graziani et al., 2015).



(a)



(b)

Figura 2.4 Fissuração em paredes de alvenaria com aberturas (Parisi e Augenti, 2013)

2.6. SISMO DO NEPAL, 2015

O Nepal é um país situado nos Himalaias e está localizado numa das áreas mais propícias a terremotos do mundo. O Nepal está localizado entre as placas tectónicas Índica e Euro-Asiática. Estas placas

tectónicas estão frequentemente a sofrerem deslocamentos, o que provoca a ocorrência de sismos com grande frequência (Shakya et al., 2015).

No dia 25 de Abril de 2015, um forte sismo com magnitude de 8.1 atingiu o Nepal numa região entre a capital do país, Kathmandu, e cidade de Pokhara e seu o epicentro foi a 20 km de profundidade. O sismo causou grandes danos em edifícios e também milhares de mortes e feridos (Figura 2.5). Algumas das razões para as perdas económicas e humanas terem sido inferiores às esperadas poderão estar relacionadas com a baixa densidade populacional e altura reduzida da maior parte dos edifícios (Sun e Yan, 2015). Segundo Sun e Yan (2015), os edifícios construídos nos últimos 20 anos não cumprem os requisitos de segurança em relação à ação sísmica e, dos edifícios construídos nos últimos anos, apenas alguns cumprem esses requisitos. No Nepal a maioria dos edifícios de betão armado têm entre 3 e 5 pisos. A viga forte e pilar fraco é a principal razão que torna estes edifícios vulneráveis à ação sísmica (Sun e Yan, 2015). Nestas situações as dimensões da secção e capacidade resistente das vigas são bastante superiores à dos pilares.



Figura 2.5 Colapso de um edifício que sofreu mecanismo de *soft-storey* (Brando, 2015)

2.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O longo deste capítulo foram apresentados vários eventos sísmicos recentes que afetaram países localizados em partes diferentes do mundo. Em todos eles ficou evidente o impacto que um desastre desta natureza provoca, quer a nível de perdas económicas, quer a nível de vidas humanas. A comunidade científica tem aproveitado estes acontecimentos para alargar conhecimentos neste domínio e têm sido feitos avanços no que diz respeito a atitudes de conceção e execução que aumentam a segurança das estruturas perante a ocorrência de uma ação sísmica.

Perante os exemplos apresentados dos sismos de Sichuan, L'Aquila e Lorca, foi possível verificar que as paredes de alvenaria de enchimento tiveram forte influência no comportamento dos edifícios.

As análises realizadas após os sismos de Lorca e do Nepal mostram a importância de garantir a aplicação de códigos regulamentares e de os atualizar devidamente no que respeita às cartas sísmicas de cada região e às regras de dimensionamento visando aumentar a ductilidade dos elementos estruturais e não estruturais dos edifícios.

Os métodos de construção e regulamentos utilizados na conceção dos projetos em Portugal são semelhantes aos usados em alguns locais onde ocorreram estes sismos, como o de Lorca, L'Aquila e Emilia Romagna. Assim, é razoável admitir que, caso aconteça um evento sísmico com magnitude

semelhante à dos sismos indicados, os danos provocados sejam muito semelhantes a qualquer um deles. Apesar de as observações feitas, após os sismos do Nepal e de Sichuan, mostrarem que a qualidade dos materiais e métodos construtivos utilizados são bastante inferiores aos dos países mais desenvolvidos, os modos de rotura observados e as causas que as provocam são semelhantes.

3

INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NA RESPOSTA DOS EDIFÍCIOS DE BETÃO ARMADO

3.1. INTRODUÇÃO

As estruturas porticadas de betão armado preenchidas com paredes de alvenaria são uma técnica construtiva utilizada um pouco por todo mundo (Nicola et al., 2015). As paredes de alvenaria de enchimento são frequentemente utilizadas quer como delimitação dos espaços interiores, quer como delimitação da envolvente exterior. Frequentemente, este tipo de elementos são considerados não estruturais e o seu efeito no comportamento da estrutura é desprezado no processo de cálculo (Shing, 2002). Normalmente os modelos numéricos ignoram os efeitos provocados pelas paredes de alvenaria, considerando apenas o seu peso próprio. Sendo assim, o dimensionamento é apenas realizado considerando a ação gravítica dos painéis, não contabilizando a sua contribuição em termos de rigidez e resistência. Os sismos de L'Aquila em 2009 e Lorca em 2011, demonstraram a importância dos painéis de alvenaria de enchimento na resposta dos edifícios quando sujeitos a solicitações horizontais cíclicas como é o caso de um sismo (Esteve e Oliveira, 2015).

Os elementos considerados não estruturais são todos aqueles que estão inseridos num piso mas que não fazem parte do sistema estrutural principal (Petrone, 2015). Nas últimas décadas têm sido realizados vários estudos sobre esta temática que devem servir para alterar a filosofia atual, visando um correto dimensionamento e que todas estas contribuições sejam consideradas (Thermou, 2011).

Hoje em dia a importância das componentes não estruturais é largamente reconhecida e considerada uma questão chave a ter em conta na avaliação do desempenho da estrutura perante face à ação sísmica. Petrone (2015) indica algumas razões que demonstram a importância deste tipo de elementos:

- Os painéis de enchimento revelaram ser um fator muito importante na resposta dos edifícios sujeitos ao sismo de Emília Romagna em 2012, onde se observou que a rotura destes elementos não estruturais foi uma das causas da existência de vítimas durante o sismo. Por exemplo, a falha de painéis de revestimentos em edifícios pré fabricados foi a principal causa de morte no sismo que afetou aquela região no norte de Itália;
- Os elementos não estruturais apresentam dano para níveis de sismos reduzidos e podem limitar o funcionamento de um edifício durante um sismo. Esta questão ganha ainda mais importância quando se tratam de edifícios que servem de apoio em situações emergência, tais como hospitais;

- Durante a construção de um edifício, o custo dos elementos não estruturais representa uma grande parte do custo total da obra. O custo da substituição dos elementos não estruturais danificados pode exceder o custo inicial da construção.

A Figura 3.1 ilustra danos, no interior e no exterior do edifício, provocados pela queda de elementos não estruturais.



(a)



(b)

Figura 3.1 Danos provocados pelo colapso: a) de elementos não estruturais exteriores para a via pública (Hermanns et al., 2014) e, b) de elementos não estruturais interiores devido ao sismo de 6 de Abril de 2009 em L'Aquila (Andrea, Fabrizio e Paolo, 2014)

3.2. INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO NO COMPORTAMENTO DAS ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS

As paredes de alvenaria são das escolhas mais económicas para realizar divisórias interiores (Figura 3.2), para colocação de isolamento térmico, acústico e impermeabilização (Fardis, 2009). Estes elementos, que num passado recente não eram considerados no processo de cálculo estrutural, podem ter efeitos positivos ou negativos no comportamento das estruturas de betão armado (Mondal, 2014). A baixa ductilidade destes elementos é capaz de alterar as condições estáticas e dinâmicas da estrutura em termos de rigidez, resistência, características dinâmicas e capacidade de dissipação de energia, alterando a distribuição das forças pelos elementos estruturais e podendo levar a que existam elementos solicitados por ações para as quais não foram dimensionados (Milheiro, 2008).



(a)

(b)

Figura 3.2 Casos de edifícios em que se recorreu a paredes de alvenaria de tijolo para executar paredes divisórias interiores duplas com isolamento térmico (a) e paredes simples (b)

No caso de pórticos relativamente flexíveis, os elementos estruturais que constituem o pórtico resistem às ações verticais enquanto as ações horizontais são absorvidas pelo conjunto do pórtico e da parede de enchimento, desenvolvendo-se um mecanismo de treliça no painel. Sob uma ação horizontal, o painel mobiliza uma reação que se desenvolve desde o canto superior do pilar do lado da força atuante até ao canto inferior do pilar do lado oposto, reação essa que é normalmente assimilada a uma biela equivalente (Nicola et al., 2015).

A Figura 3.3 e a Figura 3.4 representam, respetivamente, a resposta de um pórtico que não possui paredes de alvenaria de enchimento e um pórtico que possui este tipo de paredes perante uma solicitação horizontal

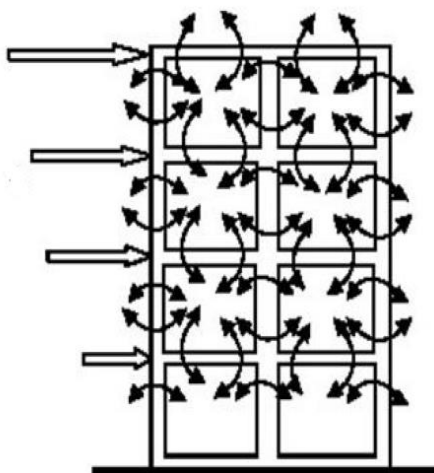


Figura 3.3 Resposta de uma estrutura porticada, sem paredes de enchimento, solicitada horizontalmente (MagarPatil H., 2013)

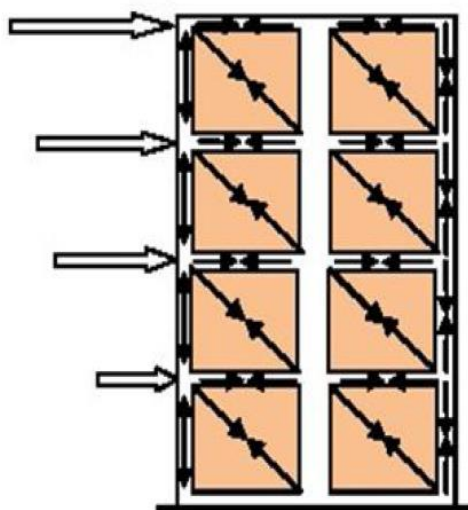


Figura 3.4 Resposta de uma estrutura porticada, com paredes de enchimento, solicitada horizontalmente (MagarPatil H., 2013)

Numa fase inicial as paredes de alvenaria de enchimento aumentam a rigidez da estrutura, o que provoca uma diminuição do seu período de vibração. Esta situação pode ser favorável dependendo da frequência de vibração que o sismo impõe no solo onde assentam as fundações do edifício (Mondal, 2014). Nos casos em que o pórtico sofre deslocamentos significativos, o pórtico e o painel apenas têm contacto na zona do canto superior de barlavento e do canto inferior de sotavento ao longo de uma distância designada de "comprimento de contacto" (Nicola et al., 2015). Nos restantes dois cantos, a parede separa-se do pórtico devido à diferença do módulo de elasticidade dos materiais que compõem o pórtico e a parede. A Figura 3.5 mostra o colapso de um painel de alvenaria de enchimento para fora do plano, depois deste se ter separado do pórtico.



Figura 3.5 Separação entre o pórtico e os elementos de alvenaria com colapso para fora do plano (Hermanns et al., 2014)

Uma correta distribuição das paredes de alvenaria pode melhorar a resposta de um edifício face a uma ação sísmica, dado que diversos estudos comprovam que a presença destas pode aumentar a capacidade de dissipação de energia por parte do edifício, verificando-se uma diminuição dos deslocamentos máximos sofridos pelo edifício, mas por outro lado a sua ductilidade é reduzida (Nicola et al., 2015). Kappos e Ellul (2000) mostram que, para um nível de solicitação de serviço, mais de 95% da energia

dissipada é da responsabilidade dos panos de alvenaria, enquanto para níveis de energia superiores, estes dissipam aproximadamente 40% da energia total, sendo o resto da energia dissipada pelos elementos estruturais do pórtico. Isto mostra que as paredes de alvenaria têm um grande contributo na capacidade resistente do pórtico quer para ações reduzidas, quer para ações mais severas, devendo por isso serem consideradas no cálculo para os dois tipos de solicitação (Nicola et al., 2015).

A Figura 3.6 ilustra o exemplo de um edifício em que as paredes foram distribuídas de forma uniforme ao longo da sua altura.



Figura 3.6 Exemplo de edifício em que não existe irregularidade de rigidez associada à ausência de paredes de alvenaria no rés-do-chão

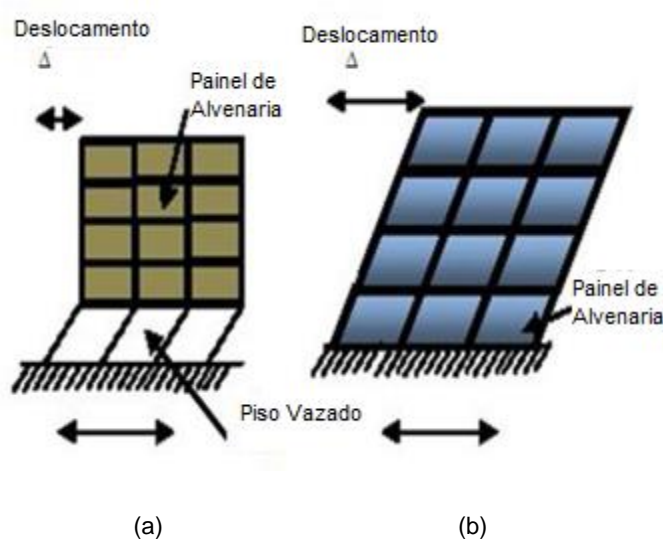


Figura 3.7 Diferença entre a resposta de um edifício com o piso térreo (a) e de um edifício que possui paredes de alvenaria ao longo de toda a sua altura (b). Adaptado de MagarPatil H. (2013)

3.3. IRREGULARIDADES ASSOCIADAS À PRESENÇA DE PAREDES DE ALVENARIA

A importância que as paredes de alvenaria de enchimento têm na forma como os edifícios se comportam perante a ocorrência de um sismo tem sido objeto de vários estudos que indicam que o comportamento de estruturas porticadas preenchidas com alvenaria é muito influenciado pela interação entre o pórtico e a parede de alvenaria que o preenche. A maior dificuldade em avaliar a capacidade resistente de um edifício de betão armado com pórticos preenchidos com paredes de alvenaria quando este sofre uma forte ação horizontal, como por exemplo um sismo, é determinar o tipo de interação entre o pórtico e o painel, que tem um grande impacto no comportamento estrutural e na sua resistência. Esta resistência não se resume ao somatório da resistência dos elementos estruturais que compõem o pórtico e da parede que o preenche (Shing, 2002). Não contabilizar o efeito deste tipo de irregularidade na fase de projeto, pode conduzir a um mecanismo de rotura do edifício denominado de mecanismo de piso flexível, mais conhecido como mecanismo de *soft-storey*, onde se verifica uma concentração dos deslocamentos ao nível dos pisos vazados, sujeitando os pilares destes a grande parte dos deslocamentos a que o edifício é sujeito, enquanto os outros pisos se comportam como um corpo rígido, devido à rigidez que lhes é conferida pelas paredes de alvenaria (Nicola et al., 2015) (Figura 3.8 b). Um exemplo corrente, que é visível em edifícios por todo o mundo, de uma situação de irregularidade em altura surge quando num edifício todos os pórticos se encontram preenchidos com paredes de alvenaria, exceto no piso de rés-do-chão, que normalmente tem a finalidade de servir para estabelecimentos comerciais, ou outro fim que requer espaços bastante amplos.

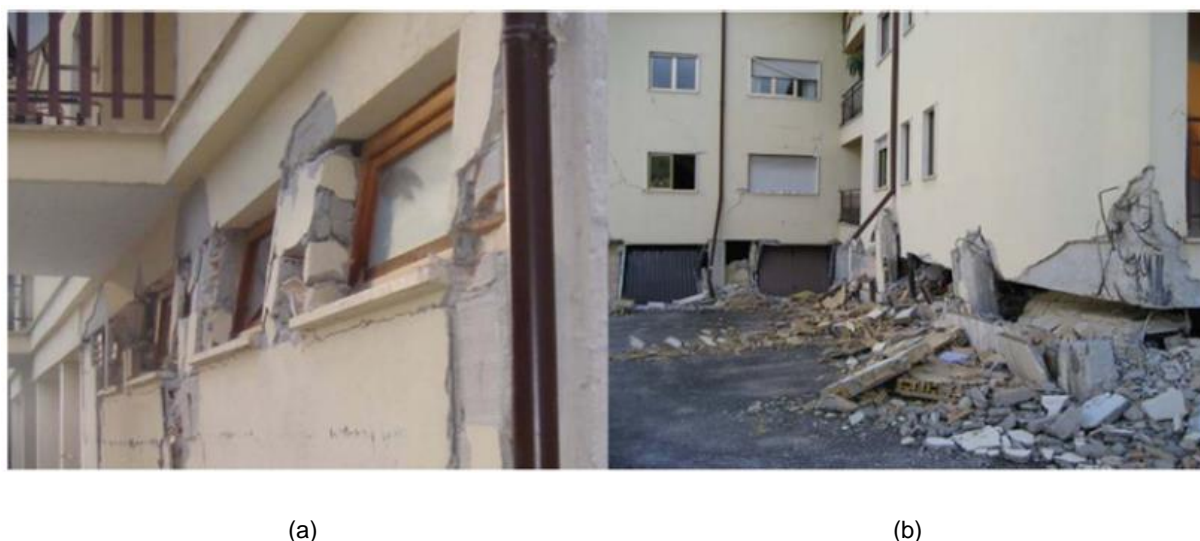


Figura 3.8 Danos relacionados com a presença de paredes de alvenaria: *short-column* (a) e *soft-storey* (b) (Milheiro, Arede e Rodrigues, 2015)

Por razões funcionais e arquitetónicas, as paredes acabam por ser distribuídas de forma não uniforme. Esta não uniformidade pode ser considerada em altura ou em planta (Mondal, 2014). Uma distribuição não uniforme destes elementos em planta pode promover o aparecimento de esforços de torção, provocando deslocamentos maiores do que os esperados, principalmente nos elementos próximos do perímetro do edifício (Nicola et al., 2015). Estas irregularidades contribuem para uma distribuição de massa e rigidez que não beneficiam o comportamento da estrutura. Porém, caso exista uma distribuição uniforme das paredes de alvenaria de enchimento na estrutura, isso pode originar uma diminuição dos esforços nos elementos estruturais enquanto se mantiverem intactas, contribuindo assim para uma

melhor resposta estrutural do edifício (Estevao e Oliveira, 2015). A existência de irregularidades estruturais, tais como a geometria, massa, rigidez ou resistência, levam a que exista uma concentração de tensões nas zonas de descontinuidade (Varum, 2003). A Figura 3.9 mostra dois exemplos de edifícios com rés-do-chão vazado em que os elementos não estruturais deste piso colapsaram devido à presença de irregularidades geométricas e de rigidez em altura e em planta.



Figura 3.9 Exemplos de edifícios com irregularidades em rigidez e em altura e consequente dano em elementos estruturais e não estruturais (Romão et al., 2013)

3.4.MECANISMOS DE ROTURA GLOBAIS - PISO FLEXÍVEL OU *SOFT-STOREY*

O mecanismo de rotura conhecido como *soft-storey* está associado à existência de irregularidades acentuadas em rigidez. Um edifício é considerado irregular em altura quando, por exemplo, existe uma variação brusca na secção de pilares entre dois pisos, diferentes comprimentos dos elementos verticais entre pisos ou interrupção de paredes de enchimento nos pisos (Bento e Azevedo, 2000). Este tipo de irregularidade pode também ser causada pela presença de elementos estruturais que não são comuns a todos os pisos. Em muitos casos em que surge o mecanismo de rotura *soft-storey*, existe a combinação de mais do que um destes fatores, como por exemplo o pé direito do piso térreo é superior ao dos restantes pisos e também a existência de um número bastante inferior de paredes de alvenaria de enchimento neste piso (Bento e Azevedo, 2000). Este mecanismo é caracterizado pela concentração do deslocamento nos pisos onde se verifica a irregularidade (Montuori e Muscati, 2015).

A Figura 3.10 mostra exemplos de edifícios que colapsaram devido ao mecanismo de *soft-storey*. A Figura 3.10 a) corresponde a um edifício comercial em Banda Aceh (Indonésia) após o sismo do dia 26 de Dezembro de 2004 ter afetado a região.



Figura 3.10 Colapso de edifícios devido ao mecanismo *soft-storey* em que os pisos superiores se mantiveram quase intactos (Ghobarah et al., 2006; Rodrigues, 2005)

Se o contributo das paredes, do ponto de vista da rigidez, for ignorado, as forças sísmicas obtidas no piso térreo serão inferiores às forças reais (Radnic et al., 2014). Caso esta estratégia não seja adotada durante o dimensionamento, os elementos verticais do piso térreo, que foram dimensionados sem a contabilização da rigidez das paredes de enchimento, poderão não ter capacidade suficiente para as solicitação a que serão sujeitos (Figura 3.11).

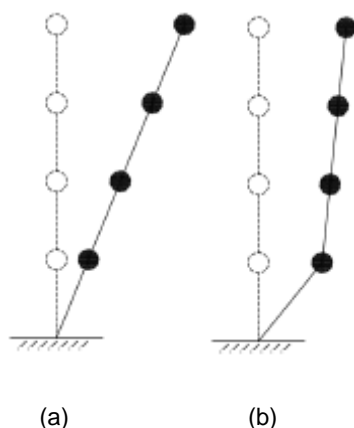


Figura 3.11 Configuração da deformada de uma estrutura regular corrente (a) e mecanismo de *soft-storey* (b) (Alinouri, Danesh e Khzaee, 2011)

3.5.MODOS DE ROTURA DAS PAREDES DE ALVENARIA

No início de uma solicitação horizontal e para níveis de ação reduzidos, um pórtico de betão armado preenchido com paredes de alvenaria de enchimento tende a apresentar um comportamento monolítico, não havendo separação entre estes. Numa segunda fase, instalam-se tensões de compressão em cantos diagonalmente opostos e surgem as primeiras fissuras na parede. Para níveis superiores da ação, verifica-se que a parede apresenta um nível de fissuração elevado, podendo mesmo ocorrer o seu colapso.

Nas últimas décadas foram estudados diferentes modos de rotura comumente observados em painéis de alvenaria. Particularmente, Asteris et al. (2011) estuda cinco modos de rotura que se descrevem de seguida.

3.5.1.ESMAGAMENTO DOS CANTOS

Neste modo de rotura, num dos cantos onde descarrega a biela equivalente que se forma para o carregamento lateral da estrutura verifica-se o esmagamento da alvenaria por compressão (Figura 3.12). Este modo de rotura é mais frequente para painéis de alvenaria com reduzida resistência e confinados por elementos robustos.



Figura 3.12 Esmagamento do canto da parede de alvenaria de enchimento (Vicente e Mendes da Silva, 2012)

3.5.2.COMPRESSÃO E FISSURAÇÃO DIAGONAL

Estes modos de rotura caracterizam-se pelo aparecimento, ao longo da sua diagonal, de fissuras na parede de alvenaria na zona em que se forma a escora, e se desenvolvem as forças de compressão. Esta situação pode acontecer em simultâneo com o deslizamento ao longo das juntas. Este modo está associado à presença de um painel de alvenaria forte, elementos estruturais do pórtico fortes, mas as ligações entre os elementos estruturais são fracas.

Na Figura 3.13 ilustra-se uma parede de alvenaria de enchimento onde ocorrem estes mecanismos de rotura apresentados.

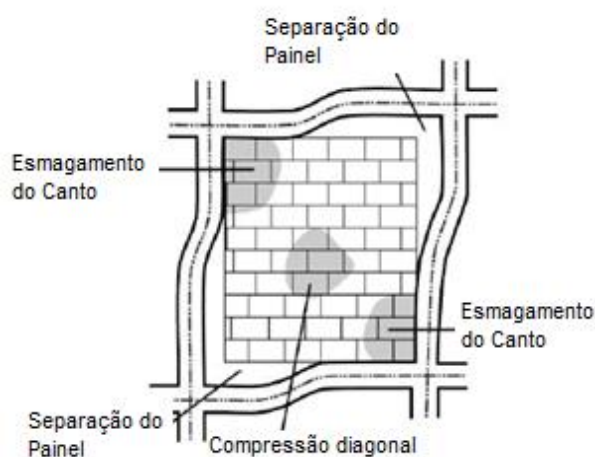


Figura 3.13 Esmagamento dos cantos, compressão diagonal e separação entre os elementos estruturais do pórtico e a parede. Adaptado de Nicola et al., (2015)

3.5.3. DESLIZAMENTO AO LONGO DAS JUNTAS

Este modo de rotura caracteriza-se pelo deslizamento entre elementos de alvenaria ao longo das juntas horizontais da parede. A rotura da parede através deste modo de rotura acontece quando a resistência associada às juntas é bastante inferior à dos restantes elementos que compõem o sistema pórtico-parede, ou quando as juntas de argamassa não são corretamente executadas. Este tipo de colapso poderá fragilizar o painel, tornando este mais suscetível ao colapso para fora do seu plano. Na Figura 3.14 apresenta-se um exemplo de uma parede com fissuração horizontal devido ao deslizamento dos elementos de alvenaria ao longo das juntas de assentamento. Devido às solicitações sísmicas desenvolvidas, normalmente, após este tipo de dano ocorre o colapso do painel para fora do seu plano.



Figura 3.14 Deslizamento dos elementos de alvenaria ao longo das juntas horizontais (Ghobarah et al., 2006)

3.5.4. ROTURA DO PÓRTICO

Neste modo de rotura formam-se rótulas plásticas nas vigas e/ou nos pilares nas zonas das ligações ou, em certas situações, a meia altura dos pilares. Este modo de rotura poderá estar associado à presença de pórticos pouco resistentes ou a painéis de alvenaria muito resistentes.

Na Figura 3.15 ilustra-se uma parede de alvenaria de enchimento, num cenário em que ocorrem vários mecanismos de rotura em simultâneo.

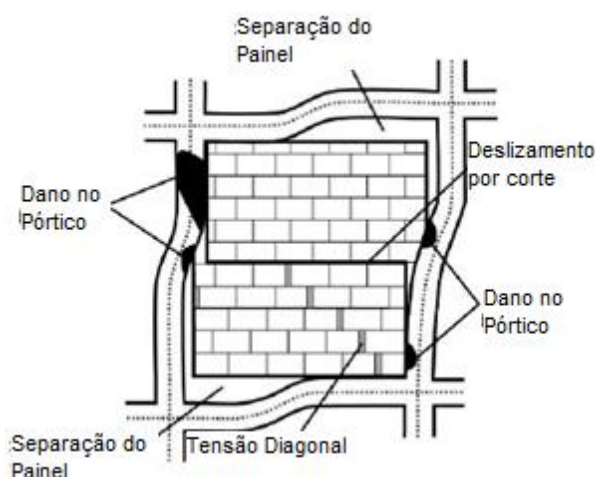


Figura 3.15 Rotura dos elementos estruturais do pórtico, associado a um deslizamento horizontal e fendilhação horizontal da alvenaria de enchimento. Adaptado de Nicola et al., (2015)

3.5.5. MECANISMO DE PILAR-CURTO OU *SHORT-COLUMN*

A existência de aberturas nas paredes de alvenaria surge devido à necessidade de proporcionar condições de ventilação e iluminação natural aos espaços, levando assim ao confinamento parcial ao longo da altura de elementos estruturais, como os pilares (Jayaguru e Subramanian, 2012). A presença de aberturas introduz dificuldades na avaliação do comportamento dos pórticos preenchidos com paredes de alvenaria (Smyrou et al., 2011). A presença de pilares parcialmente travados lateralmente no seu plano poderá antecipar a formação de rótulas na sua extremidade livre ou ao nível dos limites da abertura, levando a um aumento das exigências em termos das forças de corte que atuam sobre este (Oliveira, 1995). Uma outra anomalia que provoca um grande aumento da força de corte nos pilares é o facto de estes terem um comprimento reduzido. Para fazer face aos esforços provocados pelo confinamento parcial das paredes de alvenaria, os pilares devem possuir uma armadura transversal capaz de absorver esses esforços, que tendem a provocar uma rotura frágil nestes elementos (Korkmaz, 2015; Varum, 2003).

Çagatay (2005) estudou os danos sofridos num pavilhão industrial na região de Adana (Turquia) e verificou que todos os pilares manifestaram o mecanismo de *short-column* durante o sismo de dia 27 de maio de 1998, como se pode observar na Figura 3.16, quando o segundo piso do edifício sofreu um deslocamento horizontal de 10 cm em relação à base.

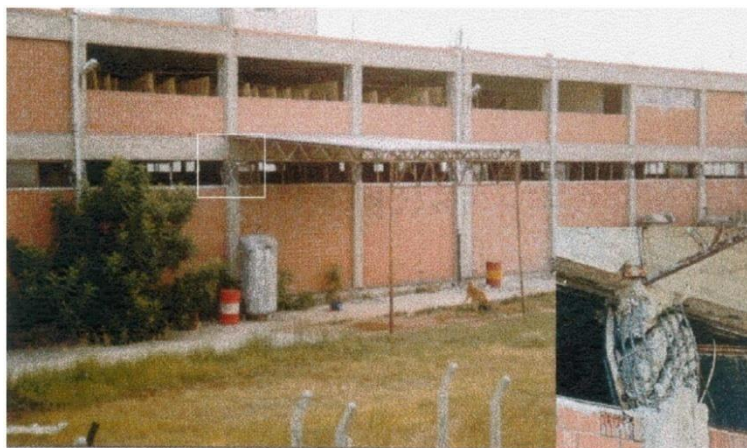


Figura 3.16 Mecanismo *short-column* observado nos pilares de edifício industrial - Çagatay (2005)

3.6. MODELAÇÃO DO COMPORTAMENTO DE PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Modelar o comportamento dos pórticos com paredes de enchimento sujeitos a ações horizontais é complexo, porque estes elementos têm um comportamento altamente não-linear. Este comportamento não-linear é causado pela interação entre o pórtico e o painel de alvenaria de enchimento. Por esta razão, podem observar-se vários modos de rotura que dependem da resistência de vários elementos do sistema pórtico-alvenaria (Asteris et al., 2011).

Polyakov (1963) foi autor do primeiro modelo simplificado das paredes de alvenaria de enchimento, baseado numa biela diagonal equivalente, resultando assim na primeira publicação sobre o contributo das paredes de alvenaria na resposta de pórticos de betão armado (Rodrigues, 2005). De entre vários trabalhos e autores que desenvolveram estudos sobre este tema destacam-se Stafford Smith (1963), Stafford Smith e Carter (1969), Mainstone (1971) Paulay e Priestley (1992) e Al-Chaar (2002).

A modelação numérica de painéis de alvenaria de enchimento pode ser conseguida por métodos simplificados através de bielas diagonais equivalentes, mas também através de modelos de elementos finitos. Lourenço (1996) apresenta quatro abordagens possíveis para se modelar paredes de alvenaria de enchimento, sendo que a principal diferença entre elas é o seu grau de pormenor. As abordagens são as seguintes e estão apresentadas seguindo um grau de pormenorização decrescente:

- Micro-modelação detalhada: os tijolos e as juntas de argamassa são discretizados utilizando elementos contínuos, enquanto a interface entre o tijolo e a argamassa é representada por elementos descontínuos;
- Micro-modelação simplificada: os tijolos são modelados utilizando elementos contínuos, enquanto as juntas de argamassa e a sua interface são modeladas em conjunto através de elementos descontínuos;
- Meso-modelação: os tijolos, a argamassa e a interface entre a argamassa e o tijolo são tratados como um único elemento contínuo, o que significa que a parede passa a ser representada por um novo material homogéneo;
- Macro-modelação: a parede de alvenaria é representada por uma biela diagonal equivalente.

Os micro-modelos, como por exemplo os de elementos finitos, produzem bons resultados mas existem alguns inconvenientes em relação à sua utilização. Este tipo de modelos assumem maior interesse quando se pretende estudar fenómenos locais. Por exemplo, num edifício de vários andares seria

necessário um elevado nível de discretização e, por isso, um elevado número de elementos. Neste caso, existe ainda a dificuldade de caracterizar o seu comportamento dinâmico, o processo de introdução de dados é muito moroso e o cálculo é muito exigente do ponto de vista computacional (Rodrigues, 2005).

Neste capítulo é descrito com algum pormenor o método simplificado das bielas diagonais equivalentes, uma vez este foi o método utilizado no modelo numérico desenvolvido, que se apresentará no capítulo 8.

O método das bielas diagonais equivalentes, tal como dito anteriormente, reproduz o efeito das paredes de alvenaria na resposta global da estrutura substituindo a parede por bielas diagonais comprimidas, uma em cada direção (Mohammadi e Nikfar, 2013).

O método de análise que se baseia em substituir as paredes de alvenaria de enchimento por bielas diagonais articuladas foi mais tarde desenvolvido por Stafford Smith (Stafford Smith e Carter, 1969).

Este estudo desenvolvido baseou-se em três conceitos essenciais, tais como: a barra diagonal tem uma deformação equivalente à da parede, considerando ainda o comprimento de contacto entre o pórtico e a parede, e a relação entre a rigidez do pórtico e da parede (Oliveira, 1995).

Stafford Smith começou por estudar a influência das paredes de alvenaria em pórticos metálicos quadrados sujeitos a ações horizontais. Para isto, admitiu que o pano de alvenaria se comporta como um meio elástico semi-infinito, as vigas e pilares funcionam como uma viga sobre uma fundação elástica e que a ligação entre a alvenaria e o pórtico não possui resistência à tração. Assumindo estas condições, utilizou a Teoria das Vigas em Meio Elástico e propôs a Equação (3.1) para determinar o comprimento de contacto, α , entre a parede e o pilar em painéis quadrados (Figura 3.17).

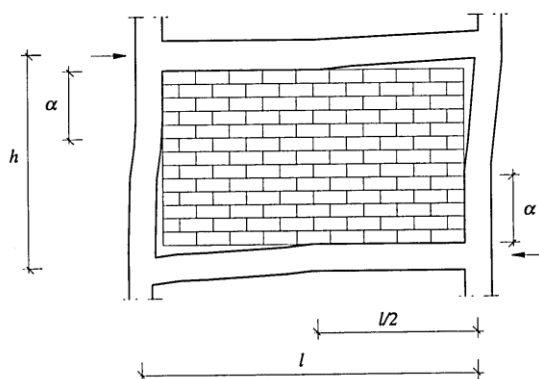


Figura 3.17 Comprimento de contacto entre o pano de alvenaria e o pórtico (Oliveira, 1995)

$$\frac{\alpha}{h} = \frac{\pi}{2 \times \lambda h} \quad (3.1)$$

em que:

α é o comprimento de contacto entre o pilar e o painel de alvenaria;

h é a distância entre o eixo da viga superior e inferior que limitam o pórtico;

λh é um parâmetro adimensional que relaciona a rigidez do pórtico com a rigidez do painel.

Para determinar o valor de λh , Stafford Smith propõe a expressão (3.2):

$$\lambda h = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_a \times t}{4 \times E_p \times I \times h'}} \quad (3.2)$$

em que:

h é a distância entre o eixo da viga superior e inferior que limitam o pórtico;

E_a é o módulo de elasticidade do pilar;

t é a espessura do painel de alvenaria;

E_p é o módulo de elasticidade dos pilares do pórtico;

I é o momento de inércia do pilar;

h' é a altura da parede.

Depois de conhecerem o comprimento de contacto entre a parede de alvenaria e os pilares, Stafford Smith e Carter, realizaram vários ensaios em pórticos preenchidos com paredes de alvenaria, sujeitos a forças de compressão, a fim de conhecer a largura equivalente, w , da escora comprimida e verificaram que esta largura dependia do valor da força horizontal aplicada sobre o pórtico (Rodrigues, 2005). Através de observações experimentais, Stafford Smith identificou dois modos de rotura das paredes. O primeiro modo em que a rotura se dá por fissuração súbita da parede na zona da escora equivalente, iniciando-se no centro e progredindo até às extremidades da biela, e um outro modo de rotura por compressão em que existe esmagamento da parede nos cantos.

Em seguida, Stafford Smith e Carter abordaram também os pórticos retangulares preenchidos com paredes de alvenaria. Apuraram que, neste caso, o valor de λh depende de todos os fatores de que depende este parâmetro no caso dos painéis quadrados e ainda do ângulo entre a biela equivalente e a horizontal, θ (Figura 3.18).

$$\lambda h = h \cdot \sqrt[4]{\frac{E_a \times t \times \sin(2\theta)}{4 \times E_p \times I \times h'}} \quad (3.3)$$

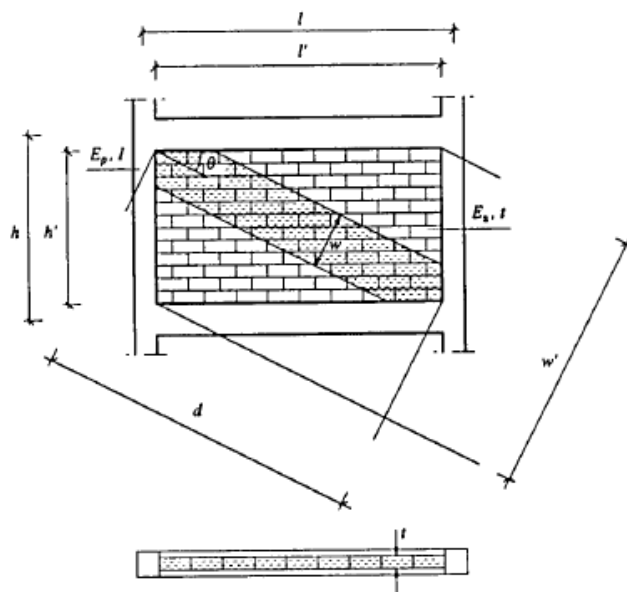


Figura 3.18 Representação da biela diagonal equivalente em uma parede retangular (Oliveira, 1995)

Mainstone (1971) realizou ensaios em modelos reduzidos de pórticos preenchidos com tijolos e microbetão e estudou os principais fatores que afetam o comportamento dos pórticos preenchidos com paredes executadas em alvenaria. Dos parâmetros estudados durante a realização dos ensaios, Mainstone deu maior relevo à folga existente entre a parede e o pórtico que o confina e às propriedades elásticas e de resistência dos painéis. Mainstone (1971) concluiu ainda que se existir uma boa ligação entre o pórtico e o painel, a contribuição dos elementos estruturais do pórtico para a rigidez da estrutura é desprezável até ocorrerem as primeiras fissuras na parede de alvenaria (Carvalho, 2009).

O método de Mainstone apresenta várias fórmulas para determinar a largura da escora equivalente. A fórmula a selecionar depende do valor do parâmetro λh e do material em que é executada a parede. Este método permite calcular várias larguras equivalentes para a biela, designadamente para determinar a rigidez, W_{ek} , a carga correspondente a primeira fissuração, W_{et} , e a resistência limite do painel, W_{ec} . As expressões utilizadas para determinar as diferentes larguras de bielas encontram-se na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 Valores empíricos para determinação da largura da escora equivalente (Mainstone, 1971)

Para $\lambda h < 5$		
	Painel de Alvenaria	Painel de Betão
Rigidez	$\frac{W_{ek}}{W_p} = 0.175 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.4}$	$\frac{W_{ek}}{W_p} = 0.115 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.4}$
Fissuração	$\frac{W_{et}}{W_p} = 0.170 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.4}$	$\frac{W_{et}}{W_p} = 0.225 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.4}$
Rotura	$\frac{W_{ec}}{W_p} = 0.560 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.875}$	$\frac{W_{ec}}{W_p} = 0.840 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.875}$
Para $\lambda h > 5$		
Rigidez	$\frac{W_{ek}}{W_p} = 0.160 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.3}$	$\frac{W_{ek}}{W_p} = 0.110 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.3}$
Fissuração	$\frac{W_{et}}{W_p} = 0.150 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.3}$	$\frac{W_{et}}{W_p} = 0.220 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.3}$
Rotura	$\frac{W_{ec}}{W_p} = 0.520 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.8}$	$\frac{W_{ec}}{W_p} = 0.780 \cdot (\lambda \cdot h)^{-0.8}$

Para o cálculo da rigidez relativa entre o pórtico e a parede e também da largura equivalente da escora, Al-Chaar propõe que sejam utilizadas as fórmulas desenvolvidas por Stafford Smith e Carter e por

Mainstone. No cálculo da rigidez relativa entre o pórtico e a parede de alvenaria, λh , sugere a utilização da Equação (3.3) desenvolvida por Stafford Smith e Carter, enquanto para o cálculo da largura da biela equivalente, w , aconselha a aplicação da Equação (3.4) determinada empiricamente por Mainstone relativa a paredes com $\lambda h < 5$.

$$w = D \times 0,175 \times (\lambda h)^{-0,4} \quad (3.4)$$

sendo D o comprimento da biela. Na notação utilizada na formulação de Mainstone, este comprimento era designado por w' (Figura 3.19).

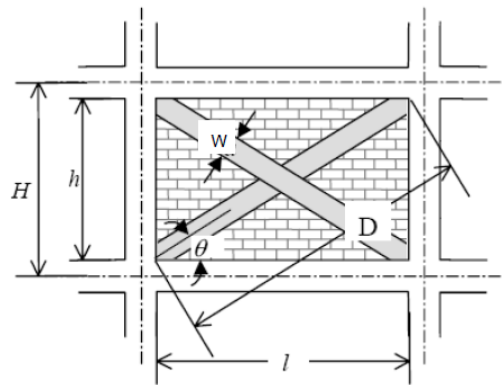


Figura 3.19 Geometria das bielas (Al-Chaar, 2002)

Al-Chaar sugere ainda que a expressão (3.4) seja afetada por dois fatores corretivos que têm em consideração a existência de aberturas ou de dano na parede. Nestas condições, a largura da biela deve ser calculada pela expressão (3.5), em que w_{red} é a nova largura equivalente da biela, $R1$ e $R2$ são os fatores corretivos que consideram a existência de aberturas ou de dano na parede, respetivamente.

$$w_{red} = w \times R1 \times R2 \quad (3.5)$$

Quando a parede possuir aberturas com área inferior a 60% da área total da parede, o valor de $R1$ deve ser calculado pela expressão (3.6). Nas situações em que a área da abertura é superior a 60% da área do painel, a contribuição dessa parede para a resposta da estrutura perante uma ação horizontal pode ser ignorada (Mohammadi e Nikfar, 2013).

$$R1 = 0,6 \times \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right)^2 - 1,6 \times \left(\frac{A_{abertura}}{A_{painel}} \right) + 1 \quad (3.6)$$

sendo $A_{abertura}$ a área da abertura na parede e A_{painel} a área da parede sem abertura ($l \times h$).

Este método simplificado que se substitui a parede com abertura por uma escora equivalente, serve para representar a influência dessa parede no comportamento global do edifício, mas não é significativa que seja capaz de representar a distribuição de tensões nessa parede. Para determinar os efeitos locais que se

fazem sentir no painel devido à existência de uma abertura, deve de construir-se um modelo de elementos finitos que seja capaz de os representar (Al-Chaar, 2002).

Para ser considerada a existência de dano na parede, a largura da biela equivalente é afetada pelo coeficiente R2. Os valores deste coeficiente são indicados na Tabela 3.2. Caso a parede não possua qualquer tipo de dano, o valor de R2 é de 1.

Tabela 3.2 Valores a adotar para o coeficiente de redução R2 (Al-Chaar, 2002)

h'/t	R ₂ para o tipo de dano na alvenaria	
	Moderados	Severos
≤ 21	0.7	0.4
> 21	Necessita de Reparação	

Segundo Milheiro (2008), devido aos elementos do pórtico preenchido com alvenaria serem demasiado flexíveis, resultante do fraco confinamento que a escora confere em relação a modelos mais exatos, como modelos de elementos finitos, Al-Chaar propõem que a biela apresente troços rígidos e rótulas nas extremidades a uma distância de l_{pilar} , desde a face da viga. A distância l_{pilar} deve de ser calculada utilizando a largura da biela equivalente, w , sem ser afetada por qualquer um dos coeficientes de redução R1 ou R2.

$$l_{\text{pilar}} = \frac{w}{\cos \theta} \quad (3.7)$$

$$\tan \theta = \frac{h - \frac{w}{\cos \theta}}{l} \quad (3.8)$$

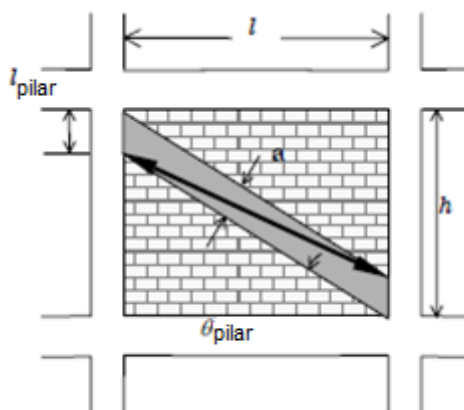


Figura 3.20 Localização da biela equivalente. Adaptado de Al-Chaar (2002)

Segundo Al-Chaar (2002), como a parede não possui nenhuma ligação efetiva ao pórtico, não ocorre transferência de momentos entre os elementos do pórtico e a parede. Sendo assim, a rigidez da biela apenas depende da geometria da sua secção e do seu módulo de elasticidade. A força máxima que a

biela pode suportar é condicionada pela sua resistência ao esmagamento, e pode ser determinada utilizando a Equação (3.9).

$$R_{strut} = \min \left\{ \begin{array}{l} R_{cr} \\ \frac{R_{shear}}{\cos \theta_{strut}} \end{array} \right. \quad (3.9)$$

$$\theta_{strut} = \arctan \left(\frac{h - 2 \times l_{pilar}}{l} \right) \quad (3.10)$$

$$R_{cr} = w_{red} \times t \times f'_m \quad (3.11)$$

$$R_{shear} = L \times t \times f'_v \times R1 \times R2 \quad (3.12)$$

em que:

R_{cr} é a resistência da escora ao esmagamento;

R_{shear} é a resistência da parede ao corte;

θ_{strut} é o ângulo entre a escora equivalente e a horizontal;

f'_m é a resistência da alvenaria à compressão;

f'_v é a resistência da alvenaria ao corte;

w_{red} é a largura da biela equivalente afetada pelos coeficientes redutores R1 e R2;

l_{pilar} é a distância desde a face inferior da viga até ao ponto onde a escora intercepta o pilar;

t é a espessura da escora equivalente.

Crisafulli (2007) propôs um macro-modelo simplificado com o objetivo de representar o comportamento de uma parede de alvenaria, tendo em consideração a sua capacidade de dissipação de energia. O modelo proposto é constituído por uma dupla estrutura em que uma delas traduz o comportamento da parede à compressão, através de uma dupla biela diagonal, e a outra traduz o seu comportamento ao corte, por meio de uma mola na região central (Figura 3.21).

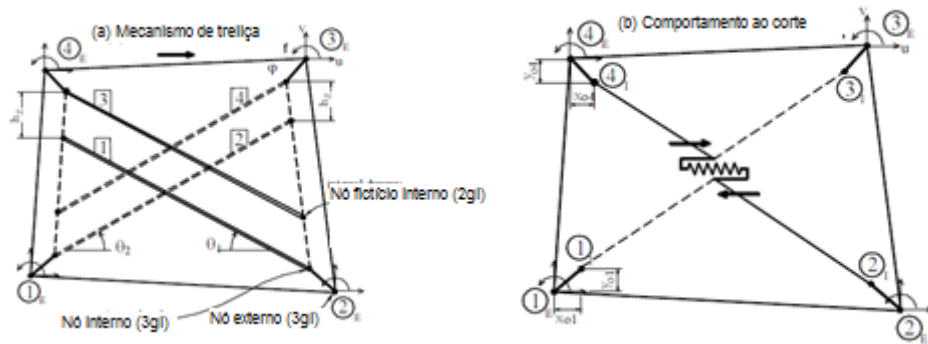


Figura 3.21 Modelos isolados, cada um deles representando o comportamento à compressão (a) e ao corte (b) da parede. Adaptado de Crisafulli (2007)

Rodrigues, Varum e Costa (2010) propõe um modelo variante ao modelo típico das bielas diagonais equivalentes. O modelo proposto pretende considerar a interação dos elementos que representam o painel de parede nos dois sentidos. O objetivo é afetar o comportamento do painel numa direção, quando este sofre dano na outra direção.

Na Figura 3.22 está representado o modelo proposto por Rodrigues, Varum e Costa (2010) composto por quatro bielas rígidas e um elemento central que pretende representar o comportamento não linear do painel.

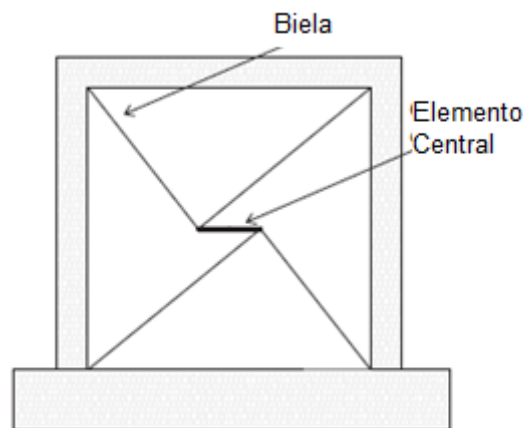


Figura 3.22 Macro-modelo proposto por Rodrigues, Varum e Costa (2010) (Adaptado)

Furtado et al. (2015) propõem um modelo, adaptado do modelo da dupla biela equivalente, para ter em conta o comportamento da parede de alvenaria para fora do seu plano, considerando a sua interação com o modelo de comportamento no plano. O conjunto das bielas e do elemento central podem funcionar como um único corpo, por forma a traduzirem o comportamento da parede para fora do plano (Figura 3.23).

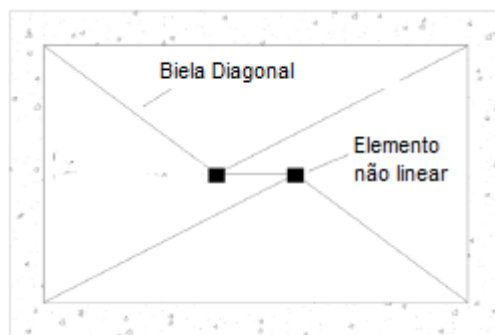


Figura 3.23 Macro-modelo proposto. Adaptado de Furtado et al. (2015)

3.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo deste capítulo foi discutida a influência das paredes de enchimento no comportamento de estruturas porticadas preenchidas com paredes de alvenaria, o comportamento quando se encontram confinadas por elementos estruturais, e por fim a forma como elas influenciam a resposta dos edifícios e interagem com os elementos de confinamento.

Foram apresentados os diversos mecanismos de rotura, locais e globais, associados à presença de paredes de alvenaria e à não consideração dos seus efeitos durante o processo de dimensionamento. Foi dada relevância aos danos materiais associados à perda de vidas humanas devido ao colapso de edifícios durante a atuação de um sismo.

Foram também apresentados alguns modelos que permitem simular o comportamento dos painéis de alvenaria, tendo em conta as suas características geométricas, materiais e dos elementos envolventes. Os modelos apresentados baseiam-se no conceito apresentado por Polyakov (1963) em que a parede é simulada por uma biela equivalente que funciona à compressão e altera a rigidez do pórtico. Esta forma de simulação pretende representar a influência das paredes de enchimento na resposta global da estrutura e não os efeitos locais que se instalam na parede.

O Regulamento de Estruturas de Betão Armado e Pré Esforçado (1983), ainda em vigor em Portugal, não indica propostas para considerar, na modelação numérica, a influência das paredes de alvenaria. Porém no artigo 33º este regulamento refere que para ser possível aplicar o método dos coeficientes de comportamento, uma das condições é o edifício ter uma distribuição de rigidez uniforme em altura, não devendo existir, por isso, pronunciadas descontinuidades na distribuição das alvenarias em altura, ou outras opções de construção que possam criar descontinuidades.

O Eurocódigo 8 (2005) já dá indicações de como considerar a interação entre as paredes de alvenaria e os elementos estruturais, com um nível de detalhe apreciável. Esta norma europeia indica cuidados a ter na conceção e execução dos edifícios para que não existam importantes descontinuidades de rigidez, tanto em altura como em planta.

4

IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE ESTRUTURAS

4.1. INTRODUÇÃO

A identificação dinâmica combina técnicas experimentais com métodos analíticos para determinar as características dinâmicas de uma estrutura. A identificação dinâmica de estruturas é frequentemente utilizada no suporte à inspeção e diagnóstico de estruturas, com interesse acrescido quando se pretende estudar o comportamento face a ações dinâmicas, como por exemplo o sismo ou apenas se pretende obter propriedade da estrutura, como por exemplo a rigidez (Ferreira et al., 2011). A observação e o acompanhamento das estruturas sempre esteve presente nas práticas de Engenharia Civil não só para assegurar as condições de segurança ao longo da vida da estrutura, como também como ferramentas de aprendizagem para obras futuras.

Visto que uma parte dos trabalhos desenvolvidos nesta tese está relacionada com a identificação dinâmica de edifícios de betão armado e de paredes de alvenaria de enchimento, este capítulo é importante na medida em que ajuda a perceber a importância deste tipo de caracterização de estruturas.

Ao longo do capítulo são explicados alguns métodos utilizados para conhecer as características dinâmicas das estruturas a partir de ações que atuam sobre elas, fundamentos desses métodos, equipamentos utilizados, vantagens e desvantagens associadas a cada equipamento. São ainda indicados diferentes métodos de identificação modal estocástica, quer através de métodos de decomposição no domínio da frequência, quer de decomposição no domínio do tempo.

4.2. CONCEITOS SOBRE IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA

Cada estrutura tem as suas características respetivas de massa, amortecimento e rigidez que definem o seu comportamento dinâmico. Tal fato está presente na equação de equilíbrio dinâmico (Lopes, 2009) (Equação (4.1)).

$$M\ddot{\mu} + C\dot{\mu} + K\mu = f(t) \quad (4.1)$$

em que M , C e K correspondem, respetivamente, às matrizes de massa, amortecimento e rigidez da estrutura, $\ddot{\mu}$, $\dot{\mu}$ e μ correspondem, respetivamente, aos vetores de aceleração, velocidade e deslocamentos que resultam das forças dinâmicas que estão presentes no vetor $f(t)$.

Sendo assim, a mobilização do comportamento de uma estrutura pode resumir-se a uma relação de excitação-resposta (Fernandes, 2014; Lopes, 2009):

- Problema direto – consiste em caracterizar a excitação, tendo conhecimento das propriedades da excitação e das características do sistema;
- Problema inverso – consiste em caracterizar a excitação, sabendo as características do sistema e da resposta;
- Problema da identificação de sistemas – consiste em caracterizar as propriedades do sistema, sendo conhecida a excitação e a resposta.

A Equação (4.2) representa as relações excitação (X) - resposta (Y), em que H é a função de transferência que contém a informação relativa às características dinâmicas do sistema (Fernandes, 2014).

$$Y = H^2 \times X \quad (4.2)$$

Sendo assim, depois de conhecer a excitação e a resposta da estrutura, é possível identificar as características dinâmicas do sistema e os seus parâmetros dinâmicos, para isso, é necessário excitar a estrutura através de uma excitação forçada ou utilizando apenas a vibração ambiental (Lopes, 2009).

4.3. ENSAIO DE VIBRAÇÃO AMBIENTAL

Uma das vantagens deste tipo de ensaio é que não necessita de qualquer tipo de excitação forçada e, por isso, torna-se mais económico e fácil de executar (Rodrigues, 2004).

Um ensaio de vibração ambiental permite conhecer parâmetros modais de uma estrutura, tais como as frequências naturais e os seus modos de vibração (Gentile e Saisi, 2007). Segundo Rodrigues (2004), os transdutores utilizados neste tipo de ensaios devem cumprir alguns requisitos para que os resultados recolhidos possam ser considerados válidos (Rodrigues, 2004):

- Devem ter uma sensibilidade suficiente que os permita medir deslocamentos muito pequenos da estrutura. Este requisito é particularmente importante em estruturas muito rígidas em que os deslocamentos são extremamente reduzidos;
- Devem ser capazes de cobrir a gama de frequências em que se encontrem os modos de vibração da estrutura ensaiada. Em estruturas de engenharia civil, geralmente, estas frequências são baixas.

Com a utilização deste tipo de equipamento de medição, ações como o ruído do tráfego automóvel, o vento e todo o tipo de ruído que é captado pela estrutura, é suficiente para a excitar e os seus movimentos serem captados pelos transdutores.

Visto que a estrutura é afetada por várias ações, aleatórias e periódicas, independentes simultaneamente, é corrente admitir que a excitação da estrutura é do tipo aleatório puro, também conhecido por ruído branco (Lopes, 2009).

4.4. ENSAIO DE EXCITAÇÃO FORÇADA

Este ensaio assume particular interesse caso seja realizado em estruturas de elevada rigidez. Neste ensaio, a estrutura é excitada em um ou mais pontos através de equipamentos que permitam introduzir

vibrações na estrutura, como por exemplo vibradores fixos à estrutura, martelos de impulsos ou ainda com recurso a explosões controladas.

A principal vantagem deste ensaio relaciona-se com o facto da excitação aplicada à estrutura poder ser controlada e, por isso, ser possível conhecer as características da excitação. Sendo assim, para realizar a identificação modal através de funções de resposta em frequência, para isso basta dividir os valores da resposta pelos valores da excitação, não sendo necessário recorrer a métodos de análise estocásticos, como sucede nos ensaios de vibração ambiental.

Associado à realização deste ensaio existem várias desvantagens, principalmente se este for realizado em estruturas de grande porte. Uma das principais desvantagens está relacionada com o tamanho do equipamento necessário para provocar excitações em estruturas de grandes dimensões. No caso das grandes estruturas, o equipamento necessário é bastante dispendioso e só se encontra disponível em laboratórios especializados e implica ainda custos associados ao seu transporte e dificuldade de colocação do equipamento. Por outro lado, no caso das pequenas estruturas a aquisição de material é mais fácil, menos dispendiosa, visto que os equipamentos são de menor dimensão.

Uma desvantagem associada a este ensaio, quer em grandes ou em pequenas estruturas, é o facto de ser necessário interromper o seu funcionamento durante a realização do ensaio.

Por estes motivos indicados, a realização deste tipo de ensaios, apenas se apresenta vantajosa na caracterização de barragens, uma vez que as ações ambientais sobre estes elementos são muito reduzidas (Tavares, 2013).

4.5. AQUISIÇÃO E PROCESSAMENTO DE SINAL

Os ensaios realizados nas estruturas têm como objetivo permitir a aplicação de métodos de identificação estocástica. Estes métodos permitem identificar propriedades dinâmicas de estruturas como os modos de vibração e coeficientes de amortecimento (Pimentel, 2009).

Tipicamente, num ensaio de estruturas de engenharia civil, os dados recolhidos são do tipo analógico. Para que seja possível captar a resposta dos sistemas estruturais é necessária a utilização de transdutores. Estes equipamentos modificam a grandeza física em que foi captada a resposta da estrutura (deslocamento, velocidade, deformação ou extensão) num sinal elétrico proporcional a essa grandeza (Rodrigues, 2004).

O processo de conversão de sinais de formato analógico para sinais de formato digital é composto por duas fases. Na primeira fase o sinal analógico é convertido para um outro formato de modo a que possa ser interpretado pelos restantes elementos do sistema de aquisição. Na segunda fase, existe a conversão analógico-digital do sinal em que os sinais vindos dos transdutores são transformados em séries discretas no tempo e na amplitude, por processos de amostragem e quantização, respetivamente (Fernandes, 2014).

4.6. APLICAÇÃO DE FILTROS DIGITAIS

"Por filtro, entende-se um sistema capaz de modificar um sinal colocado na sua entrada, através da extração de algumas componentes sem interesse" (Caetano, 1992). Os filtros aplicados a um sinal têm o objetivo de eliminar frequências que não têm interesse para o estudo realizado e diminuir as consequências de fatores exteriores que perturbam o sinal (Figura 4.1). Este tipo de filtros são aplicados

numericamente nos sinais resultantes da conversão analógico-digital, enquanto os filtros analógicos são aplicados diretamente aos sinais que provêm dos transdutores (Pimentel, 2009).

Apesar destes filtros serem uma ferramenta muito útil na interpretação dos sinais recolhidos, também tem alguns efeitos indesejáveis, como por exemplo a provocação de distorção de fase de sinal (Pimentel, 2009).



Figura 4.1 Funcionamento de um filtro (Caetano, 1992)

4.7.FREQUÊNCIA DE AMOSTRAGEM E TEMPO DE AQUISIÇÃO

A frequência de amostragem representa a velocidade com que o conversor analógico- digital digitaliza o sinal, ou seja, o sinal é amostrado de forma igualmente espaçada no tempo, dependendo este da frequência da amostragem (Pimentel, 2009).

Esta frequência de amostragem deve de ser tal que permita caracterizar corretamente a resposta da estrutura, mas não deve de ser demasiado elevada, pois existe o risco de que o custo e tempo necessários para o tratamento e armazenamento da informação sejam demasiado elevados (Pimentel, 2009).

Neste domínio deve-se considerar o teorema de amostragem de Shannon, o qual é traduzido pela Equação (4.3):

$$f_s \geq \frac{f_{\max}}{2} = f_{Nyq} \quad (4.3)$$

Em que f_s representa a frequência de amostragem, f_{\max} a frequência máxima e f_{Nyq} a frequência de Nyquist (Pimentel, 2009).

Outro fator necessário ter em conta e, por isso, deve de ser definido é o tempo de aquisição. Este fator é particularmente importante nos ensaios de vibração ambiental utilizados para caracterizar a resposta dinâmica de uma estrutura. Neste tipo de ensaios a aquisição de dados é feita durante um longo período de tempo pré definido. Este intervalo de tempo pode ser determinado através da Equação (4.4). Na Equação (4.4) T representa o tempo de aquisição e f_{\min} representa o valor da menor frequência da estrutura (Fernandes, 2014).

$$T \geq \frac{1000}{f_{\min}} \quad (4.4)$$

4.8. ERROS

Qualquer processo de medição tem alguma incerteza associada. Existem duas formas destes erros se fazerem sentir. A primeira surge de erros de medição associados à calibração do aparelho de medição. A segunda está associada a problemas que ocorrem durante a aquisição e processamento do sinal. É importante que se consiga quantificar estes erros para compreender com maior rigor os dados recolhidos e seja possível tomar medidas para corrigir alguns erros associados (Pimentel, 2009).

Existem vários tipos de erros que podem influenciar a qualidade dos sinais obtidos, como por exemplo os erros de *leakage*, *aliasing*, ruído analógico e saturação de sinal. Caetano (1992), Pimentel (2009) e Rodrigues (2004) abordam com pormenor estes erros, suas fontes e métodos que existem para eliminar ou diminuir os seus efeitos.

4.9. IDENTIFICAÇÃO MODAL ESTOCÁSTICA

A identificação modal experimental pode ser feita com recurso a ensaios de vibração ambiental, ensaios de medição de resposta em regime livre ou ensaios de vibração forçada. Nos dois primeiros métodos indicados, a resposta da estrutura é calculada através de vibrações produzidas por fontes de vibração que se encontram na vizinhança, sendo por isso vibrações em que não é possível controlar as suas características. O ensaio de excitação forçada, a resposta da estrutura é estudada através da introdução de uma excitação artificial e controlada.

Quando a excitação da estrutura é aleatória, como no caso dos ensaios de vibração ambiental, a sua caracterização tem que ser feita tendo como base conceitos probabilísticos. Sendo assim, torna-se conveniente que a excitação seja idealizada através de um processo estocástico gaussiano do tipo ruído branco com média nula (Cunha, 1990; Magalhães, 2004).

Existem diferentes métodos de identificação modal que utilizam os três tipos de ensaios referidos anteriormente para obterem as características dinâmicas da estrutura. Estes métodos dividem-se em métodos baseados no domínio do tempo e em métodos baseados no domínio da frequência. Os métodos baseados no domínio do tempo utilizam séries temporais da resposta da estrutura ou as suas correlações, enquanto os métodos baseados no domínio da frequência se baseiam em estimativas espectrais da resposta da estrutura. O que distingue estes dois métodos é o tipo de dados utilizados na identificação dos parâmetros desejados (Fernandes, 2014).

Como indica Caetano (1992), as primeiras técnicas de identificação de sistemas foram desenvolvidas no domínio da frequência. O recurso a técnicas de identificação no domínio do tempo foi necessário devido a dificuldades levantadas, como da limitação da resolução em frequência da função de resposta em frequência (FRF), os erros nas estimativas decorrentes do efeito de *leakage*, nas funções adquiridas e dificuldade na extração de parâmetros modais em determinadas aplicações em que a densidade de frequências próprias é elevada. A FRF é uma função, que no domínio da frequência, caracteriza o comportamento de um oscilador de um grau de liberdade, sendo assim possível transformar uma excitação na sua resposta (Magalhães, 2004).

O facto de a identificação de estruturas no domínio da frequência ser um processo mais fácil do ponto de vista físico, este método é frequentemente utilizado em estruturas de Engenharia Civil.

4.9.1. ANÁLISE NO DOMÍNIO DA FREQUÊNCIA

A técnica de análise no domínio da frequência consiste em analisar e relacionar séries de resposta medidas em diferentes pontos da estrutura, baseando-se na sua transformação para o domínio da frequência, frequentemente através do algoritmo FFT. Por isso, este método é designado como método

no domínio da frequência ou método não paramétrico. A Figura 4.3 mostra um espectro de resposta no domínio da frequência.

Método de seleção de picos

O método de seleção de picos (BFD), também conhecido como *Peak-Picking* é considerado o método básico de identificação no domínio da frequência e foi o primeiro método utilizado em identificação dinâmica de estruturas através de excitações provocadas por vibração ambiental. Conhecendo estas variáveis é possível determinar as características modais da estrutura, tais como frequências de vibração e a deformada associada a cada modo de vibração. Com o conhecimento destas características e com o auxílio de modelos numéricos, é possível avaliar a resposta da estrutura a uma ação estática ou dinâmica conhecida. (Lopes, 2009). O conhecimento destes parâmetros ganha ainda maior interesse quando se pretende estudar fenómenos relacionados com a ação sísmica (Caetano, 1992).

É um método muito aplicado em práticas de Engenharia Civil devido à sua facilidade de aplicação, fácil interpretação e fiabilidade dos resultados obtidos (Tavares, 2013).

Os fundamentos teóricos do formato atual deste método foram desenvolvidos por Bendat e Piersol (1980), a sistematização de processos e a sua transferência para *software* foi da responsabilidade de Felber (1994) (Magalhães, 2004).

Visto que, como já foi indicado, a excitação está associada a um processo estocástico gaussiano com média nula, nestas condições, verifica-se que as funções de densidade espectral da resposta apresentam picos de amplitude nas frequências próximas das frequências naturais da estrutura (Tavares, 2013). As funções de densidade espectral, também indicam as componentes modais da estrutura nos diferentes graus de liberdade onde é observada a sua resposta. A largura dos picos de ressonância nas funções de densidade espectral indicam o coeficiente de amortecimento (Magalhães, 2004).

Sendo assim, as funções de densidade espectral, estimadas por respostas obtidas experimentalmente, permitem determinar características dinâmicas, como as frequências naturais, configurações dos modos de vibração e coeficiente de amortecimento de sistemas estruturais.

O método *peak-picking* utiliza técnicas de análise de sinal com base nas estimativas das funções de densidade espectral, calculadas através do algoritmo da transformada rápida de Fourier (FFT). Para que este método produza bons resultados e se consiga identificar os picos correspondentes às frequências naturais, é necessário que se cumpram algumas condições, tais como, as frequências estejam suficientemente espaçados, os coeficientes sejam reduzidos e que as forças de excitação tenham uma densidade espectral aproximadamente constante.

Um modo de vibração é um tipo de deformação associada a uma determinada frequência, sendo um parâmetro abstrato. Apesar de ser necessário um tratamento necessário dos dados, existem métodos que permitem identificar as características dinâmicas em estruturas que tenham os modos de vibração relativamente próximos (Zuo Cai et al., 2014).

Na verdade, o método de identificação dos picos identifica modos operacionais de deformação, e não propriamente modos de vibração. Entende-se como modo operacional de deformação a deformada correspondente a uma estrutura quando esta está sujeita a uma excitação puramente harmónica. Sendo assim, um modo operacional de deformação é uma combinação de todos os modos de vibração, no entanto, aqueles modos de vibração que têm uma frequência mais próxima da frequência de excitação, acabam por ter um contributo maior no modo operacional de deformação (Rodrigues, 2004). Por esta razão, uma das condições para que este método funcione está relacionada com o espaçamento entre os

modos de vibração da estrutura. Caso contrário, os modos operacionais de deformação acabam por reproduzir a sobreposição de diversos modos de vibração em situações em que estes se encontrem bastante próximos.

Um outro inconveniente do método de seleção de picos está relacionado com a resolução finita em frequência das estimativas das funções de densidade espectral através do algoritmo da transformada rápida de Fourier, a FFT. Apesar disto, a facilidade de compreensão dos fundamentos do método, implementação e rapidez de execução, levam a que este seja o método mais experimentado no domínio da identificação modal estocástica em estruturas de engenharia civil. Os aspetos indicados levam a que este método seja uma boa opção para uma análise preliminar de resultados de ensaios de identificação modal através de ensaios de vibração de vibração ambiental.

Método de decomposição no domínio da frequência

O método de decomposição no domínio da frequência (FDD) foi pela primeira vez apresentado e aplicado por Prevosto (1982) foi desenvolvido por Rune, Lingmi e Palle (2001) e teve como principal objetivo a eliminação ou diminuição das vantagens associadas ao método básico no domínio da frequência (BFD), mantendo a facilidade de aplicação e simplicidade.

Basicamente, este método consiste na decomposição da matriz dos espectros de resposta da estrutura em valores singulares (SVD) (Pimentel, 2009). Este método introduz uma operação de "diagonalização" na matriz de funções de densidade espectral, que é capaz de decompô-la em funções de densidade espectral de um conjunto de sistemas com 1 grau de liberdade, cada um correspondente a um modo de vibração do sistema (Fernandes, 2014).

O método FDD apresenta melhoria ao nível da identificação dos modos com frequências próximas e permite resolver o problema de modos múltiplos com a mesma frequência. Apesar de conseguir resolver estes problemas que se estavam presentes no método BFD, o tempo necessário para a sua aplicação não é significativamente maior, uma vez que apenas é necessário "diagonalizar" a matriz de funções de densidade espectral em relação ao anterior método.

Neste método são identificados modos de vibração, contrariamente ao método de identificação de picos em que são identificados modos operacionais de deformação.

Método de decomposição no domínio da frequência avançado

A versão melhorada do método de decomposição no domínio da frequência (EFDD) foi introduzida por Brincker, Ventura e Andersen (2001) em relação ao método FDD. Esta versão possibilita estimar o coeficiente de amortecimento de uma forma mais precisa e identificar com maior rigor as frequências e configurações modais da estrutura (Magalhães, 2004; Pimentel, 2009).

No método EFDD é feita uma transformação para o domínio do tempo da função de densidade espectral identificada para cada modo de vibração, através da aplicação da inversa da FFT, a IFFT. Assim, obtêm-se as funções de auto correlação de um sistema de um grau de liberdade, associada a cada modo de vibração resultantes da decomposição da matriz dos espectros de resposta em valores singulares, tal como no método FDD (Fernandes, 2014; Pimentel, 2009; Rodrigues, 2004). A partir desta função de auto correlação é possível estimar a frequência do sistema conhecendo os instantes de passagem por zero e o coeficiente de amortecimento através do decaimento logarítmico (Magalhães, 2004).

4.9.2. ANÁLISE NO DOMÍNIO DO TEMPO

A técnica de análise no domínio do tempo é considerada uma técnica paramétrica. Esta técnica de análise tem como informação de base as funções de correlação da resposta ou séries temporais de resposta (Rodrigues, 2004).

Os métodos de identificação no domínio do tempo são particularmente vantajosos quando as frequências naturais do sistema se encontram distribuídas num intervalo de grande amplitude e quando é elevado o número de modos de vibração a identificar, bem como a gama de frequências a que correspondem (Caetano, 1992). Este método tem como principais limitações a impossibilidade de considerar efeitos residuais dos modos de vibração fora do intervalo anteriormente referido e apenas se poder identificar modos de vibração na gama de frequências previamente selecionada para a análise (Caetano, 1992).

Métodos baseados em funções de correlação

Uma função de correlação tem o objetivo de comparar dois sinais obtidos. Caso as correlações sejam estimadas de forma correta, este método é aquele que produz melhores resultados, pois as correlações são a base destes métodos de identificação (Magalhães, 2004). A estimativa das funções de correlação pode ser feita método direto, estimada a partir da FFT e estimada a partir do decremento aleatório (Magalhães, 2004). O método direto consiste em estimar funções de correlação convertendo o integral de correlação entre dois sinais contínuos num somatório estendido a um número finito de termos e a técnica do decremento aleatório permite o cálculo em vibração livre a partir de respostas a excitações de natureza aleatória. A outra forma de obter a função de correlação é aplicar a inversa da FFT aos espectros obtidos a partir do método de Welch (Magalhães, 2004). As correlações estimadas a partir deste procedimento são afetadas pelos erros de *leakage*, visto que este tipo de erro está associado à FFT.

Contudo, existem métodos alternativos que permitem as estimar as correlações a partir das séries temporais, como o método SSI-COV, ERA, LSCE, ITD, MRITD e PTD (Fernandes, 2014).

Métodos baseados em séries temporais

O método de identificação estocástica em subespaços a partir das séries temporais, conhecido como SSI-DATA ("*DATA- Driven Stochastic Subspace Identification*") identifica um modelo de estado diretamente a partir das séries temporais da resposta da estrutura (Magalhães, 2004).

O método SSI-DATA pode ser diretamente utilizado para estimar modelos ARMAV ou ARV. Magalhães (2004) indica razões para que a aplicação destes modelos esteja a ser cada vez mais reduzida na Engenharia Civil.

Nos ensaios realizados e apresentados ao longo desta tese, apenas foram utilizadas técnicas de decomposição no domínio da frequência, pelo que a explicação sobre técnicas de decomposição no domínio do tempo não serão mais aprofundadas.

A Figura 4.2 e a Figura 4.3 representam um espectro de resposta, no domínio do tempo, e a correspondente representação no domínio do tempo, respetivamente.

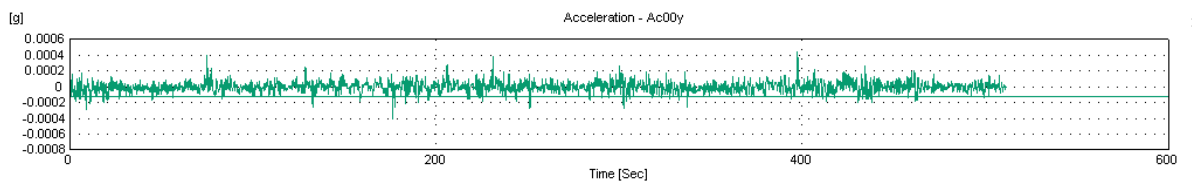


Figura 4.2 Exemplo de uma série temporal de excitação

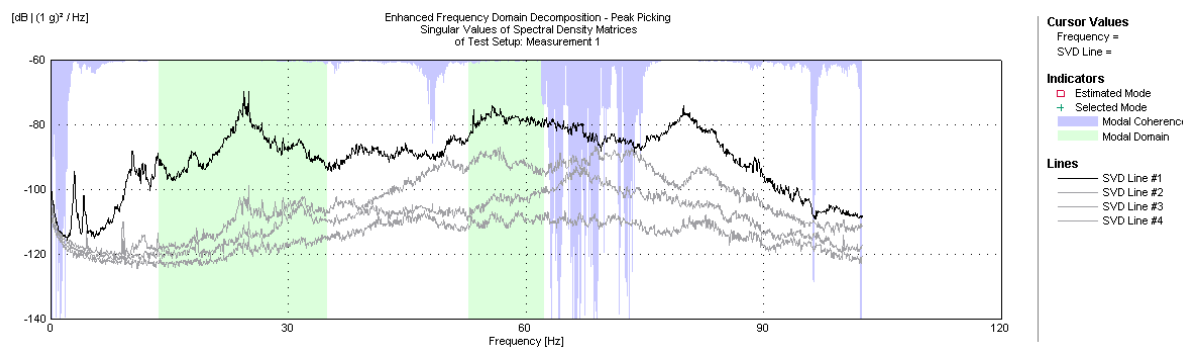


Figura 4.3 Exemplo de uma transformada de Fourier após aplicação do algoritmo FFT

4.10.EQUIPAMENTOS DE MEDIÇÃO

4.10.1.SISMÓGRAFOS

Este equipamento é formado por um sismómetro e uma unidade de armazenamento de memória (Figura 4.4).

O sismómetro consiste num conversor A/C e um sensor de vibração que monitoriza os deslocamentos da superfície onde foi colocado. Um sismómetro pode ser considerado um transdutor que transforma vibrações mecânicas em sinais de corrente elétrica, proporcionais à frequência e intensidade das vibrações medidas (Caetano, Magalhães e Cunha, 2010; Fernandes, 2014).



Figura 4.4 Sismógrafo da marca GeoSIG, modelo GMS Netquakes Recorder (GeoSIG, 2016a)

Sismógrafos mecânicos

Este género de sismógrafo é o mais simples. É constituído por um sismómetro e um sistema de alavancas que tem a função de amplificar os movimentos. Dentro deste género de sismógrafos existem dois tipos: os verticais e os horizontais.

Um sismógrafo de movimento vertical assenta no princípio de funcionamento de uma massa inercial colocada numa barra horizontal. Contudo, o seu suporte tem uma ligeira inclinação de modo a confinar a massa e garantir que ele se movimenta apenas no plano horizontal (Fernandes, 2014). Através de um marcador atado a um tambor, que gira sobre o seu próprio suporte, é feito o registo do movimento relativo entre a massa suspensa e a base (Fernandes, 2014) (Figura 4.5).

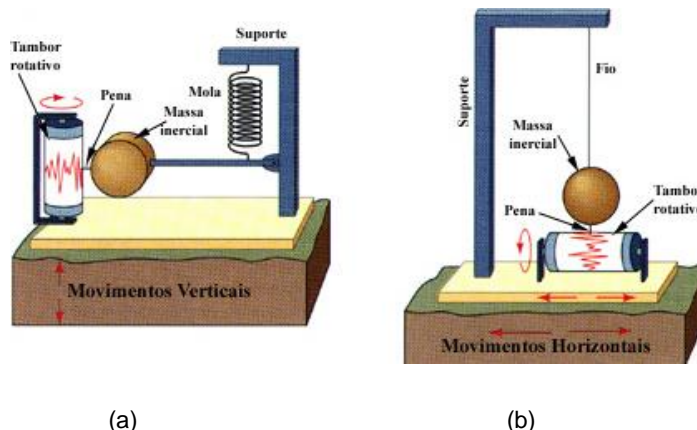


Figura 4.5 Princípio de funcionamento de um sismógrafo horizontal (a) e de um sismógrafo vertical (b) (Dias, 2000)

Um sismógrafo de movimento horizontal pode ser apresentado como uma massa inercial suspensa a partir de uma mola, que por sua vez, está suspensa sobre um suporte que se move de acordo com os movimentos que sofrer.

Sismógrafos eletromagnéticos

Um sismógrafo eletromagnético regista a informação através do movimento relativo entre um íman, que acompanha o movimento do solo, e uma bobine de fio condutor enrolada em volta de uma massa inercial que se encontra suspensa por uma mola. Qualquer movimento que a bobine sofra, no interior do campo magnético, induz nesta uma tensão proporcional à taxa de variação do fluxo magnético (Fernandes, 2014). Com a passagem de uma onda sísmica, a variação de deslocamento do solo em relação à bobine é transformada em sinais elétricos que depois são amplificados e registados num computador (Fernandes, 2014).

Estes equipamentos têm incorporado um sistema de conversão A/C e um sistema de armazenamento do sinal em disco, programáveis através de um computador e sincronizados por meio de uma antena GPS (Caetano, Magalhães e Cunha, 2010).

Macro sismógrafos

Este tipo de sismógrafo é capaz de registar acelerações provocadas pela ação de um sismo, explosões, trânsito rodoviário, entre outros.

Um macro sismógrafo é constituído por uma unidade independente, que contém transdutores, um sistema de alimentação e dos transdutores, uma placa de conversão A/C, um processador que controla

as condições de funcionamento do aparelho e uma unidade de memória onde são armazenados os dados recolhidos.

Normalmente, este género de sismógrafos são configurados de forma a começarem a fazer o registo de acelerações quando, em um dos transdutores, ocorre uma condição que foi definida previamente. Esta condição pode ser traduzida por um valor máximo ou através de uma relação que aponta para a existência de um aumento global dos níveis de acelerações.

Atualmente, existem alguns macro-sismógrafos (Figura 4.6) permitem pré definir uma data e hora para o início da recolha de dados. Este tipo de equipamento tem grande interesse na identificação modal estocástica em estruturas de engenharia civil. Se forem dispostos vários aparelhos deste tipo, em que todos os seus relógios estejam sincronizados pela mesma referência, é possível programa-los de modo a que iniciem a recolha de registos no mesmo momento, possibilitando, assim a medição da resposta da estrutura em vários pontos em simultâneo (Rodrigues, 2004).



Figura 4.6 Macro-sismógrafo, marca GeoSIG, modelo GSR-18 (GeoSIG, 2016b)

4.10.2. ACCELERÓMETROS PIEZOELÉTRICOS

Os acelerómetros piezoelétricos são o tipo de acelerómetros mais comum. Este tipo de acelerómetro utiliza as propriedades do quartzo ou outros cristais cerâmicos e gera uma corrente elétrica proporcional às acelerações a que estão sujeitos. O efeito piezoelétrico cria uma acumulação de partículas, com cargas opostas no cristal, sendo a carga proporcional à tensão ou força instalada (Pimentel, 2009). Quando é aplicada uma força numa estrutura de cristais de quartzo, esta sofre uma alteração no alinhamento dos seus iões, positivos e negativos, dando origem a que estes se posicionem em superfícies opostas (Pimentel, 2009).



Figura 4.7 Princípio de funcionamento de um acelerómetro piezoelétrico. Adaptado de Pimentel et al., (2009)

A força que provoca a alteração na estrutura de quartzo provém da massa sísmica que atua sobre o acelerómetro. Para frequências que se localizem na gama de frequências específica do acelerómetro, a

sua estrutura obedece à 2ª Lei de Newton (Pimentel, 2009). A carga é depois captada por elétrodos e transmitida para um condicionador de sinal.



Figura 4.8 Acelerómetro piezoelétrico, modelo 393A03 da marca PCB Piezotronics (PCB, 2016a)

Estes acelerómetros (Figura 4.8) possuem uma gama de frequências bastante alargada, mas têm a desvantagem de serem bastante sensíveis a variações de temperatura e a deformações que o acelerómetro sofra durante o processo de recolha de registos.

4.11. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, numa primeira fase, foram apresentados dois métodos não destrutivos que permitem a identificação dinâmica de estruturas, ensaio de vibração ambiental e ensaio de excitação forçada, e explicados alguns dos seus fundamentos e razões que levam a que exista uma grande aplicação destes ensaios em estruturas de Engenharia Civil.

De seguida foram indicados fatores que podem interferir na qualidade dos sinais recolhidos a partir dos ensaios e filtros que permitem a atenuação ou eliminação desses erros. Verificou-se que estes erros podem ser provenientes de problemas de calibração dos equipamentos utilizados na medição ou então provenientes do processo de aquisição e processamento do sinal.

Foram, também apresentados vários métodos de identificação modal estocástica. Estes métodos serão classificados em relação aos dados que utilização como ponto de partida, podendo ser estes assentes em séries temporais ou em aproximação de respostas espectrais da estrutura.

Na última parte deste capítulo 4 foram apresentados equipamentos que permitem a recolha de registos de acelerações, princípios de funcionamento, vantagens e desvantagens associadas a cada um deles. Foi ainda analisada a importância e a sua utilidade na caracterização estruturas de engenharia civil.

5

APRESENTAÇÃO DOS CASOS DE ESTUDO

5.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo é feita uma apresentação dos dois edifícios em que foram realizados ensaios de vibração ambiental com o objetivo de encontrar as suas características dinâmicas. Ao longo do capítulo são descritas algumas características geométricas, estruturais e das paredes de alvenaria de enchimento, como por exemplo a sua distribuição e materiais utilizados.

Ambos os edifícios se destinam à habitação, sendo que um deles foi construído com o âmbito de prestação de serviços e os métodos construtivos utilizados em ambos são capazes de caracterizar o parque edificado em Portugal.

Todo o trabalho desenvolvido sobre os dois edifícios apresentados e desenvolvido ao longo da dissertação teve como apoio todas as peças desenhadas fornecidas pelos técnicos responsáveis por cada construção.

5.2. EDIFÍCIO A

Nos capítulos seguintes, por uma questão de simplicidade, este edifício será designado de “Edifício A”. O edifício de habitação multifamiliar situa-se no Porto, numa zona da cidade que se tem vindo a desenvolver significativamente fruto da construção de infraestruturas de transporte e aumento do campus que abrange grande parte das instituições de ensino da cidade do Porto. Com o desenvolvimento urbanístico da zona, nos últimos anos foram construídos vários edifícios de habitação, consequência também do aumento da procura de residência por parte dos estudantes universitários que optam por comprar ou alugar um imóvel na zona.

O edifício é composto por dois pisos subterrâneos e ainda seis pisos elevados, o último dos quais recuado em relação à fachada principal. O edifício tem uma geometria bastante assimétrica em planta, uma área de implantação de aproximadamente 790 m^2 e uma altura de 20 m. Esta área de implantação é apenas utilizada pelos primeiros três pisos, dois dos quais enterrados, como já tinha sido indicado. Os restantes pisos ocupam uma área de 735 m^2 , exceto o piso recuado que ocupa 543 m^2 . O piso tipo deste edifício contém três apartamentos da tipologia T1 e seis apartamentos da tipologia T2. Na Figura 5.1 apresenta-se a planta de arquitetura de um piso tipo deste edifício.

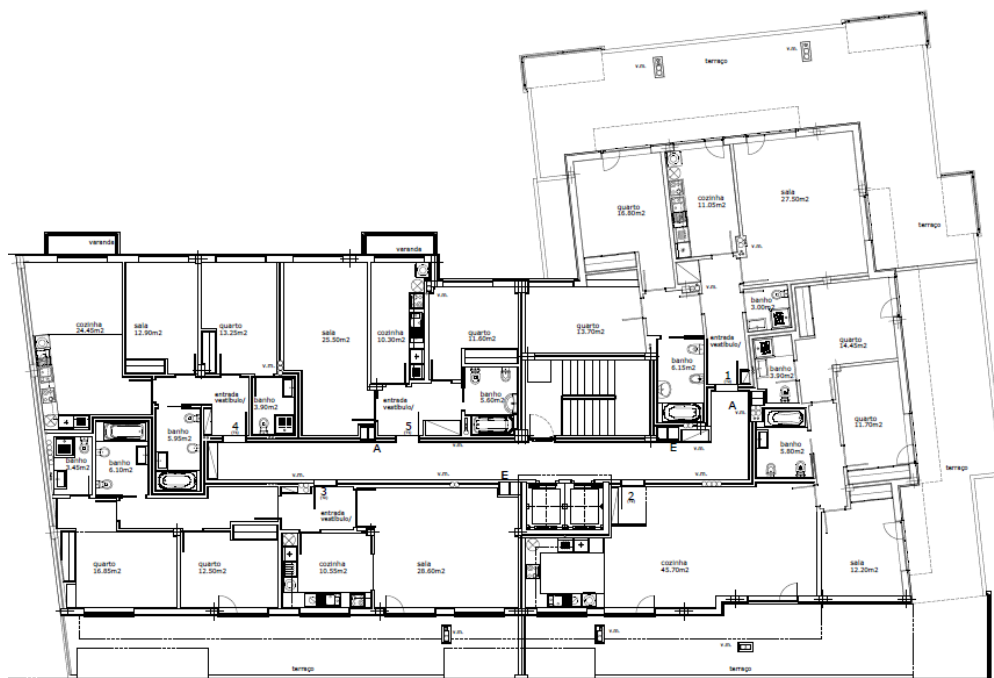


Figura 5.1 Planta de arquitetura de um piso tipo

5.2.1. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

Do ponto de vista estrutural, o edifício é constituído por pórticos de betão armado. As duas caves e o rés-do-chão possuem uma planta estrutural quase comum, enquanto nos pisos elevados, devido também à redução da área, a planta estrutural sofre algumas alterações.

Os muros de suporte de terras têm uma espessura de 20 cm e a espessura das paredes dos núcleos de rigidez (caixa de escadas e caixa de elevador) varia entre 15 e 25 cm. A maioria das lajes utilizadas são aligeiradas da marca Pavineiva com 30 cm de altura, 25 dos quais relativos aos blocos de aligeiramento de agregados de argila expandida e os restantes 5 cm dizem respeito à lâmina de compressão. As lajes dos corpos em balanço, lajes de escadas e a laje que se situa entre os dois núcleos de rigidez são maciças e têm uma espessura de 20 cm. Grande parte das vigas existentes têm uma secção com uma altura reduzida, por vezes acabando por ser necessário que a dimensão da base destes elementos fosse significativa.

5.2.2. DISPOSIÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Neste edifício, a maioria das paredes interiores são compostas por dois panos de alvenaria e utiliza blocos de argila tradicionais da marca Preceram (Figura 5.2 a), enquanto as paredes exteriores são compostas por blocos vazados térmicos de betão leve de agregados de argila expandida do modelo Bloco Térmico proETICS da empresa Artebel com 25 cm de espessura (Figura 5.2 b).

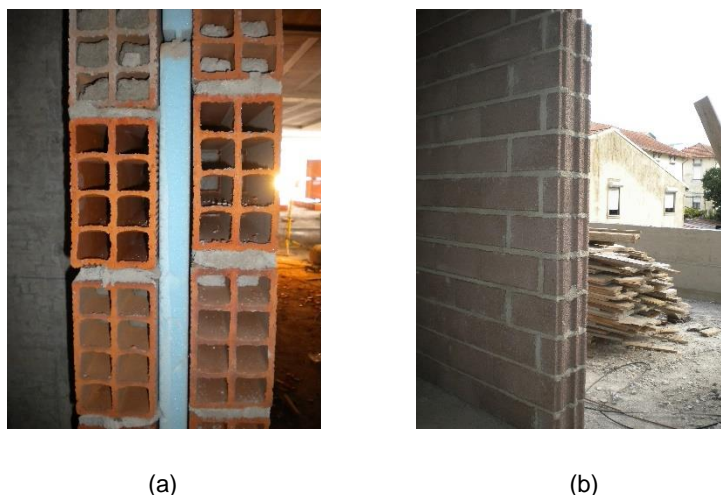


Figura 5.2 Pormenores de paredes interiores (a) e exteriores (b)

As duas caves do edifício têm como finalidade o estacionamento de automóveis e, por isso, são espaços amplos sem paredes divisórias. No rés-do-chão e nos pisos elevados, grande parte das paredes interiores de alvenaria não se encontram confinadas por pilares e apenas se encontram travadas por outras paredes de alvenaria perpendiculares.

As paredes exteriores, na fachada Norte encontram-se todas elas confinadas nos quatro bordos e nenhuma delas tem aberturas. Nas três restantes fachadas existem paredes totalmente confinadas, paredes que apesar de estarem confinadas, têm uma área de abertura demasiado elevada para que o seu contributo para o aumento da rigidez da estrutura seja significativo e ainda existem paredes que não estão confinadas, como por exemplo paredes que se encontram nos corpos em balanço. Visto que grande parte das paredes interiores não se encontram confinadas por vigas, lajes ou pilares, a sua presença apenas contribui significativamente na resposta da estrutura na medida em que aumenta o valor da massa. A distribuição destas paredes pelo piso também contribui para a resposta do edifício. Na Figura 5.2 apresentam-se fotografias de paredes de alvenaria exteriores (a) e interiores (b).



Figura 5.3 Paredes de alvenaria de enchimento confinadas e não confinadas

5.3. EDIFÍCIO B

Nos capítulos seguintes, por questões práticas, este edifício será designado de “Edifício B”. O edifício localiza-se numa das principais artérias da cidade do Porto. Esta construção tem como finalidade a prestação de serviços sociais, nomeadamente uma residência para pessoas idosas.

O edifício tem duas caves, três pisos elevados e ainda uma cobertura acessível. Do ponto de vista geométrico é bastante regular, a sua área de implantação é de 485 m² e tem uma altura de 22,5 m em relação à cota do piso térreo.

O piso térreo tem como finalidade o estacionamento automóvel, o piso -1 destina-se a áreas comuns, como por exemplo a sala de refeições e sala de convívio ou a sala de refeições. Em cada um dos restantes pisos encontram-se 13 quartos individuais, 9 casas de banho, uma sala de convívio e ainda salas destinadas à prestação de cuidados de saúde especializados. O edifício possui ainda algumas particularidades arquitetónicas, fruto do objetivo para que foi construído. Na Figura 5.4 apresenta-se a planta de arquitetura de um piso tipo deste edifício.

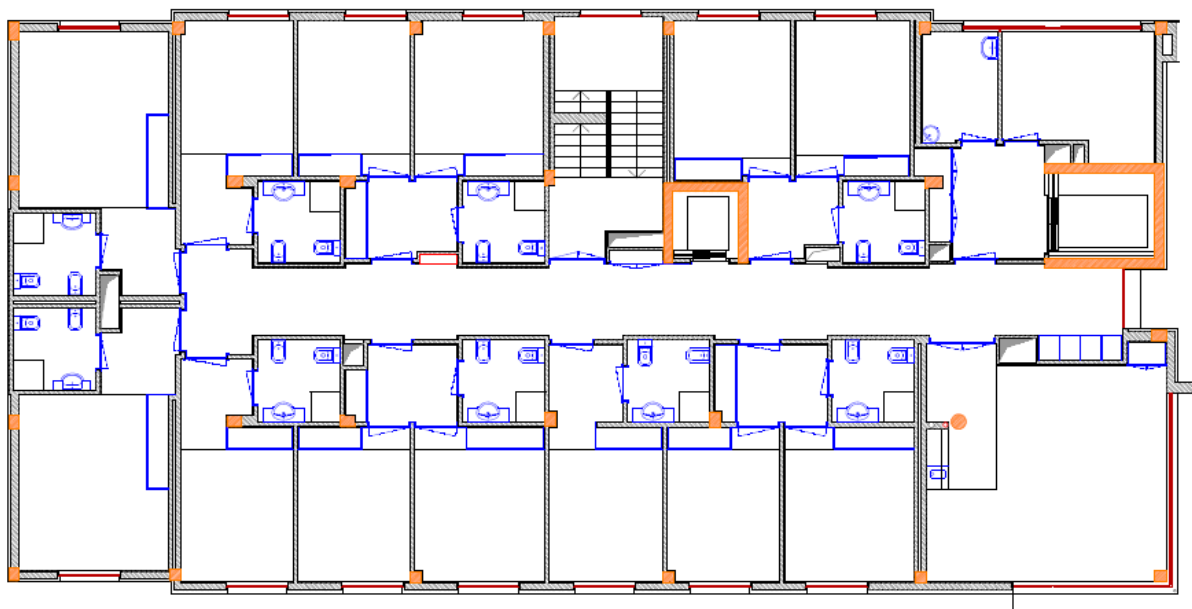


Figura 5.4 Planta de arquitetura de um piso tipo

5.3.1. DESCRIÇÃO ESTRUTURAL

Do ponto de vista estrutural, o edifício é composto por pórticos de betão armado alinhados segundo a direção longitudinal e transversal e a planta estrutural mantém-se semelhante ao longo de todos os pisos.

As paredes das caves possuem diferentes espessuras. As paredes orientadas a Norte e a Sul têm 30 cm de espessura, enquanto as paredes orientadas a Este e Oeste têm 40 cm. O edifício possui 2 núcleos de rigidez, em que ambos servem de caixa de elevadores. Neste caso de estudo, não se verifica uma situação muito comum em que um dos núcleos de rigidez é a caixa de escadas, pois neste edifício a caixa de escadas é executada com pórticos de betão armado preenchidos com alvenaria de tijolo vazado. Uma das caixas de elevadores dá acesso à zona de comunicação horizontal comum de cada piso, enquanto a outra caixa de elevador dá acesso a compartimentos destinados a cuidados de saúde. Todas as lajes do edifício são aligeiradas, com blocos de betão leve com agregados de argila expandida vazados, e com

30 cm de espessura. Grande parte dos pilares do edifício possuem secção quadrada ou retangular, exceto em casos pontuais em que existem pilares mistos de secção circular (Figura 5.5b).



Figura 5.5 Pormenores do edifício apresentado

5.3.2.DISPOSIÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Neste edifício em todas as paredes interiores e exteriores foram utilizados tijolos de argila da marca Preceram com furações horizontais.

No piso térreo, que serve de estacionamento, e no piso -1, que serve de zonas comuns, existem poucas paredes interiores, devido à necessidade dos compartimentos terem grandes dimensões. Nos pisos superiores a estes existe uma grande densidade de paredes divisórias devido ao elevado número de compartimentos por piso. A grande maioria das paredes interiores e todas as paredes exteriores são executadas apenas com panos simples de alvenaria, existindo apenas casos pontuais de paredes interiores com panos duplos e isolamento térmico no seu interior.

No edifício existem poucas paredes interiores ou exteriores de alvenaria confinadas por elementos estruturais. As paredes exteriores, na sua maioria, foram executadas pelo contorno exterior (Figura 5.6 a) dos pilares por forma a diminuir as perdas de calor pelas pontes térmicas lineares e também possuem grandes aberturas. Na Figura 5.6 apresentam-se fotografias de paredes de alvenaria interiores do edifício.



(a)



(b)

Figura 5.6 Paredes de alvenaria de enchimento do edifício apresentado

6

IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

6.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentados os ensaios de vibração ambiental e excitação forçada utilizados para caracterizar dinamicamente as paredes de alvenaria onde é aplicado o método de seleção dos picos.

Numa primeira fase são apresentados todos os componentes do sistema de aquisição de dados, equipamentos e descrição dos mesmos.

Numa segunda fase é apresentada a metodologia de ensaio adotada. Aqui foram indicados todos os passos necessários para que os ensaios fossem realizados corretamente por forma a garantir a qualidade dos resultados recolhidos.

O terceiro subcapítulo aborda o processo de tratamento dos resultados. Os dados recolhidos foram tratados no *software* ARTeMIS Extractor 5.3. A identificação das características dinâmicas das paredes foi conseguida através de métodos estocásticos de identificação modal, mais precisamente, um método de decomposição no domínio da frequência, o método EFDD.

Nos subcapítulos 4 e 5 são apresentadas e caracterizadas todas as paredes ensaiadas e resultados obtidos. As paredes de alvenaria de enchimento ensaiadas que são abordadas neste capítulo pertencem ao Edifício B apresentado no capítulo 5 desta dissertação.

Os resultados apresentados neste capítulo ajudam a compreender a influência de parâmetros como os materiais que as compõem, espessura dos blocos, comprimento e altura de cada parede, existência de aberturas e dimensões dessas aberturas na variação das características dinâmicas de painéis de enchimento.

6.2. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS

A instrumentação utilizada para a realização dos ensaios, foi a seguinte:

- Entre 5 e 8 acelerómetros unidireccionais piezoelétricos, denominados como "Ac00y", "Ac01", "Ac02", "Ac03", "Ac04", "Ac05", "Ac06", "Ac07" (Figura 6.1). O número de acelerómetros utilizados em cada parede ensaiada dependeu da tipologia da parede. Os acelerómetros utilizados eram da marca PCB Piezotronics, modelo 393B31, com

sensibilidade 10,0V/g, intervalo de leitura de frequências de 0,01 Hz a 200,00 Hz e gama de acelerações de 0,5 g (PCB, 2016b);



Figura 6.1 Acelerómetro unidirecional piezoelétrico

- Entre 5 e 8 cabos coaxiais da marca PCB Piezotronics, modelo 024R10, que têm a função de conectarem os acelerómetros à placa de aquisição respetiva (Figura 6.2) (PCB, 2016c);



Figura 6.2 Cabo coaxial

- 2 placas de aquisição de dados com 4 canais cada uma, com resolução de 24 bits, incluindo filtros *anti-aliasing* (Figura 6.3) (Instruments, 2016);



Figura 6.3 Placas de aquisição de dados com cabos coaxiais conectados

- Entre 5 a 8 chapas metálicas roscadas que têm a função de suportar os acelerómetros na parede (Figura 6.4);



Figura 6.4 Chapas metálica de suporte aos acelerómetros

- Uma pistola de cola quente;
- Tubos de cola quente (aproximadamente 1 tubo por parede);
- Um computador portátil com o software LabVIEW, versão 2009, e um programa desenvolvido para o controlo e aquisição de dados do ensaio.

6.3. PROCEDIMENTO DE ENSAIO

Para caracterizar as paredes do ponto de vista dinâmico, foram realizados ensaios de vibração ambiental e ensaios de excitação forçada. Nos ensaios realizados foram utilizados os acelerómetros distribuídos pela parede de modo a que fossem medidas as acelerações para fora do plano. Em cada parede foram realizados 2 ensaios de vibração ambiental, com a duração de 15 minutos cada um, e 2 ensaios de excitação forçada, com a duração de 30 segundos cada.

Para a realização dos ensaios foram necessários quatro passos:

- Fazer a marcação na respetiva parede dos locais onde seriam afixados os acelerómetros e fixar as chapas metálicas que os suportam. É necessário garantir que estas chapas ficam bem fixas na parede, pois este tipo de acelerómetros são muito sensíveis (Figura 6.5);



Figura 6.5 Parede com os locais assinalados onde foram colocados os acelerómetros

- Conectar as placas de aquisição ao computador portátil via USB (Figura 6.6);



Figura 6.6 Ligação entre as placas de aquisição de dados e computador

- Colocar cada acelerómetro na respetiva chapa fixada na parede (Figura 6.7);



Figura 6.7 Acelerómetros fixos à parede nos locais definidos

- Conectar cada acelerómetro à respetiva entrada na placa de aquisição através dos cabos coaxiais.



(a)



(b)

Figura 6.8 Acelerómetros fixos às chapas metálicas

Concluídas estas etapas, inicia-se o processo de aquisição de dados.

Nas paredes retangulares, sem aberturas, foram utilizados *setups* compostos por 5 acelerómetros piezoelétricos em que a sua numeração foi sempre feita no sentido da esquerda para a direita e do bordo inferior para o bordo superior da parede. Foram dispostos os acelerómetros nas distâncias $L/4$, $L/2$, e $3L/4$ em comprimento e no alinhamento central foram dispostos adicionalmente mais 2 acelerómetros

às alturas de $H/4$ e $3H/4$, em que L e H representam o comprimento e a altura da parede, respetivamente (Figura 6.9).

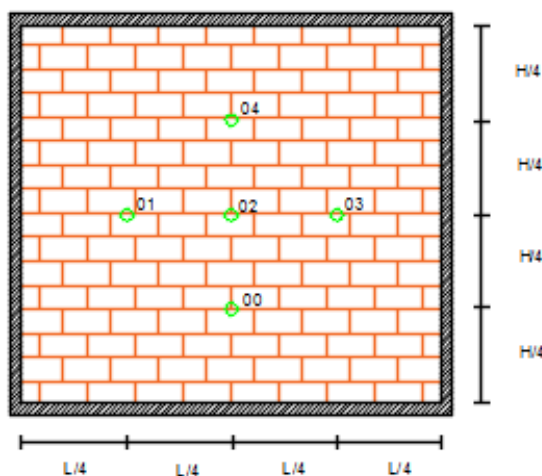


Figura 6.9 Disposição de acelerómetros no caso de uma parede sem aberturas

Nos casos em que as paredes possuíam aberturas foi adotada uma disposição diferente de acelerómetros, dependendo do caso, mas o método de numeração destes foi sempre mantido.

Ao longo do processo de recolha de dados, é possível analisar na interface do *software* LabVIEW a grandeza do valor da aceleração que cada acelerómetro regista, facilitando a compreensão dos resultados. No caso genérico da parede sem aberturas descrito, será normal que durante a realização do ensaio, o acelerómetro número 3 registre acelerações mais elevadas do que os restantes.

No momento de ligação de cada acelerómetro a uma das entradas da placa de aquisição de dados, a numeração adotada para os acelerómetros continua a ser importante. Cada placa de aquisição de dados utilizada consegue receber 4 cabos coaxiais e cada placa está numerada com um valor entre 0 e 3. Para facilitar a correspondência entre cada acelerómetro e a sua entrada e manter esta correspondência ao longo de todos os ensaios, o acelerómetro número 1 será conectado na entrada número 0 da placa número 1 e o acelerómetro 4 será colocado na entrada número 0 da placa de aquisição número 2 (Figura 6.10).



Figura 6.10 Placa de aquisição de sinal

Caso fossem utilizados mais acelerómetros no ensaio, a numeração dos acelerómetros e a sua colocação na respetiva entrada na placa de aquisição seria sempre feita seguindo este raciocínio.

Apresenta-se na Figura 6.11 um esquema em que são indicados todos os componentes do sistema de aquisição utilizado nos ensaios.

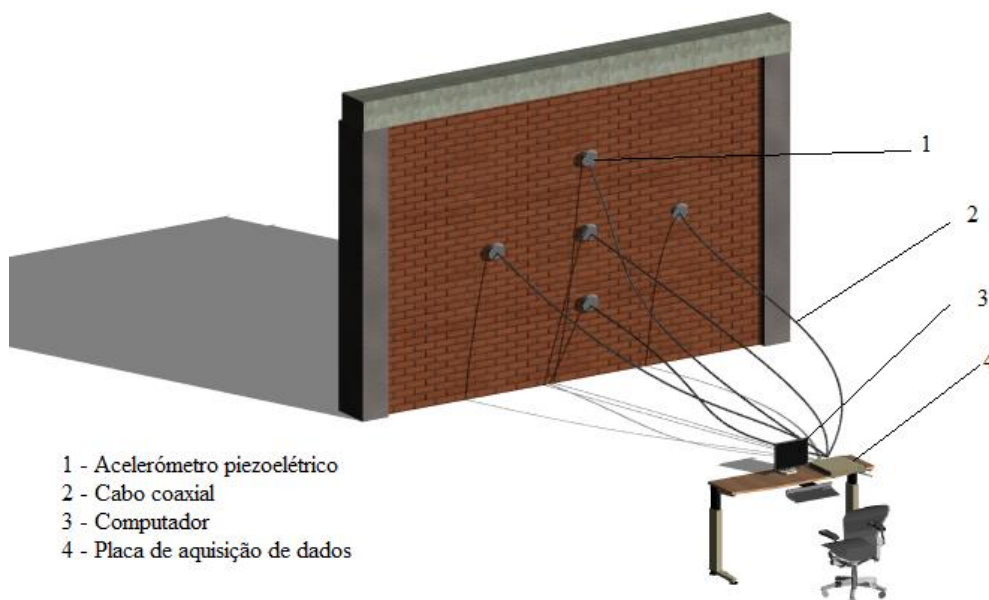


Figura 6.11 Modelo representativo do *setup* do ensaio de uma parede sem aberturas

6.4. TRATAMENTO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Após a realização dos ensaios, os resultados foram tratados com a utilização do *software* ARTEMIS Extractor 5.3, versão 2011.

Para que fosse possível extrair os resultados foi necessário criar dois ficheiros de *inputs*. Num destes ficheiros são indicados os dados recolhidos durante os ensaios e no outro são indicadas as características geométricas da parede e disposição dos acelerómetros. No ficheiro do registo das acelerações são indicados os valores das acelerações medidas em cada instante de tempo indicado no início do ensaio. O número de colunas de dados presentes no ficheiro depende do número de acelerómetros que foram utilizados no ensaio, sendo que cada coluna de dados corresponde a um acelerómetro. O ficheiro onde é feita a caracterização geométrica da parede e são indicados os locais em que foram colocados os acelerómetros tem a extensão “.cfg” e nele são indicadas as coordenadas de todos os pontos, linhas que delimitam a fronteira da parede, linhas imaginárias que unem todos os pontos no interior da parede, superfícies definidas pelas linhas imaginárias indicadas, coordenadas em que foram colocados os acelerómetros e, caso se aplique, podem também ser indicadas restrições de deslocamentos a qualquer nó.

Na fase seguinte utilizou-se o *software* ARTEMIS para abrir o ficheiro “.cfg” acima referido. O método utilizado neste *software* é designado como método aperfeiçoado de decomposição no domínio da frequência EFDD (*Enhanced Frequency Domain Decomposition*). A técnica pode ser considerada um

aperfeiçoamento do método FDD (Neves, 2014). Esta técnica é apresentada e explorada por Brincker, Zhang e Andersen (2000) (Brincker, Ventura e Andersen, 2001).

A primeira fase do método EFDD é exatamente igual ao método FDD (Rodrigues, 2004):

- Avaliação das funções de densidade espectral da resposta;
- Decomposição em valores singulares da matriz de funções de densidade espectral;
- Análise dos espectros de valores singulares para seleção dos picos de ressonância correspondentes a modos de vibração;
- Avaliação das componentes modais segundo os graus de liberdade observados, através dos vetores singulares.

A segunda fase baseia-se em identificar as funções de densidade espectral dos sistemas de um grau de liberdade correspondentes aos modos de vibração identificados nos espectros de valores singulares (Rodrigues, 2004). Paralelamente a este processo ocorre também procedimentos automáticos de processamento de sinal com o objetivo de reduzir ou eliminar os erros de *leakage* e *aliasing* através da aplicação de filtros *Hanning* e passa baixo, respetivamente (Fernandes, 2014). Por último, através do método de *Peak Picking*, selecionaram-se os picos dos espectros dos valores próprios e identificaram-se as frequências naturais do sistema (Neves, 2014) (Figura 6.12).

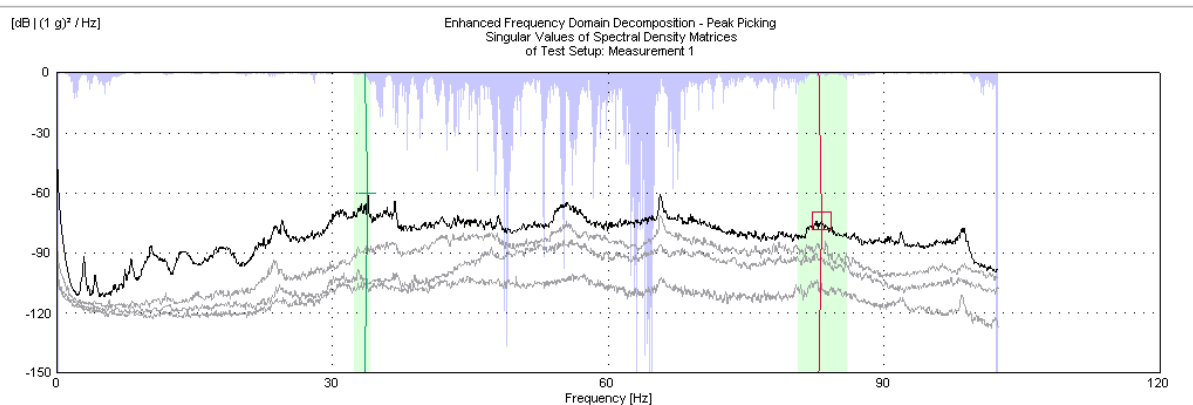


Figura 6.12 Transformada de Fourier de uma das paredes ensaiadas obtidas pelo método EFDD

A Figura 6.13 representa a deformada associada ao primeiro modo de vibração de uma parede com uma abertura e de uma parede sem aberturas obtida depois da aplicação do método EFDD.

EFDD - Enhanced Frequency Domain Decomposition EFDD - Enhanced Frequency Domain Decomposition

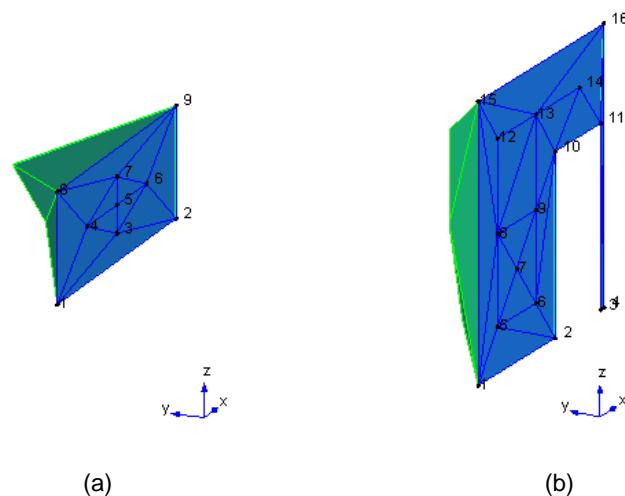


Figura 6.13 Aspetto do primeiro modo de vibração para fora do plano de uma parede sem aberturas (a) e de uma parede com aberturas (b).

6.5. EDIFÍCIO B

6.5.1. DESCRIÇÃO DAS PAREDES DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO ENSAIADAS

São diversas as variáveis que influenciam a frequência de vibração para fora do plano e a sua influência é de difícil contabilização. Se por um lado algumas destas variáveis são facilmente reconhecidas em cada parede, como por exemplo, a espessura, comprimento e a robustez dos elementos de confinamento, por outro lado existem outros fatores que são de difícil contabilização e que variam frequentemente entre cada parede ensaiada, como por exemplo, a espessura das juntas horizontais, verticais e das juntas que ligam a parede de alvenaria aos elementos de confinamento. Todos estes fatores tornam difícil a comparação entre cada parede ensaiada, pois para cada parede comparada existem várias variáveis que se alteram simultaneamente.

Recorde-se que as paredes ensaiadas foram executadas numa obra de construção civil comum e que serve de um exemplo representativo do parque edificado português. No ambiente em que estas paredes foram construídas, não existe um controlo rigoroso de qualidade, característico de um laboratório que serve de apoio a trabalhos de investigação.

A presente campanha experimental é constituída por 14 paredes de alvenaria de enchimento e entre as paredes ensaiadas neste edifício existem paredes interiores e exteriores, paredes de diferentes pisos, diferentes espessuras e diferentes geometrias, mas todos os blocos são compostos por argila e possuem furações horizontais (Tabela 6.1).

Tabela 6.1 Características geométricas das paredes ensaiadas

Parede	L (m)	H (m)	Espessura (m)	Área da Abertura (m ²)	Nº do piso
P1	3,50	1,30	0,11		R/C
P2	3,50	1,30	0,11		R/C
P3	3,55	3,20	0,11		R/C
P4	3,20	0,92	0,11		R/C
P5	3,55	3,20	0,11		R/C
P6	2,75	3,20	0,11	2,10	R/C
P7	2,45	3,20	0,11	2,10	R/C
P8	5,00	1,75	0,15		4
P9	2,75	2,30	0,15		4
P10	3,60	1,00	0,11		3
P11	3,20	2,80	0,22	3,04	3
P12	3,40	2,80	0,22		3
P13	3,70	2,80	0,22		3
P14	2,10	3,20	0,11		3

Neste edifício, a ligação dos panos de alvenaria aos elementos estruturais é assegurada apenas por juntas de argamassa, não existindo qualquer ligação efetiva através de ligadores ou outro material. As juntas horizontais das paredes têm aproximadamente 2 cm de espessura e as juntas verticais 1 centímetro. Todos os ensaios foram realizados em paredes com pelo menos 28 dias, por isso, admitindo-se assim que as características mecânicas de cada parede não variarão muito ao longo do tempo, visto que as argamassas utilizadas já se encontram curadas. Na construção deste edifício, uma das práticas adotadas na execução das paredes de alvenaria com aberturas foi a colocação de lintéis na primeira linha de tijolos acima da abertura, de forma a aumentar a resistência à flexão destes elementos, visto que o tipo de argamassa utilizada na execução de paredes de alvenaria de enchimento tem uma reduzida resistência à tração. Os lintéis utilizados são compostos por um varão de aço nervurado com 10 milímetros de diâmetro envolvido em argamassa, como se pode observar na Figura 6.14.



Figura 6.14 Lintel de betão armado construído na padieira das aberturas de janelas e portas nas paredes de alvenaria

Na identificação das paredes ensaiadas, teve-se a preocupação de escolher paredes de diferentes tipologias, para que assim fosse possível avaliar a grandeza da diferença da frequência do primeiro modo de vibração para fora do plano entre paredes de diferentes tipologias. Todas as paredes ensaiadas são compostas por apenas um pano de alvenaria.

O valor da frequência indicado em cada parede foi obtido através da média de todos os resultados considerados fiáveis em cada parede.

6.5.2. RESULTADOS OBTIDOS DOS ENSAIOS

Ao longo deste subcapítulo são descritas todas as paredes ensaiadas no edifício B e os resultados obtidos para cada uma delas. Para cada parede é apresentada uma ilustração em que estão indicados os locais onde foram colocados os acelerómetros e uma fotografia da parede no momento do ensaio. É ainda apresentada para cada parede a transformada de Fourier do registo das acelerações em que se identifica mais facilmente o pico de aceleração que corresponde ao primeiro modo de vibração para fora do plano.

Cada circunferência de cor verde presente no esquema de cada parede indica o local onde foi colocado cada acelerómetro.

A parede P1 tem um comprimento de 3,5 m e altura de 1,3 m. Tem uma espessura de 11 cm e encontra-se confinada nos seus quatro bordos. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 31,69 Hz.

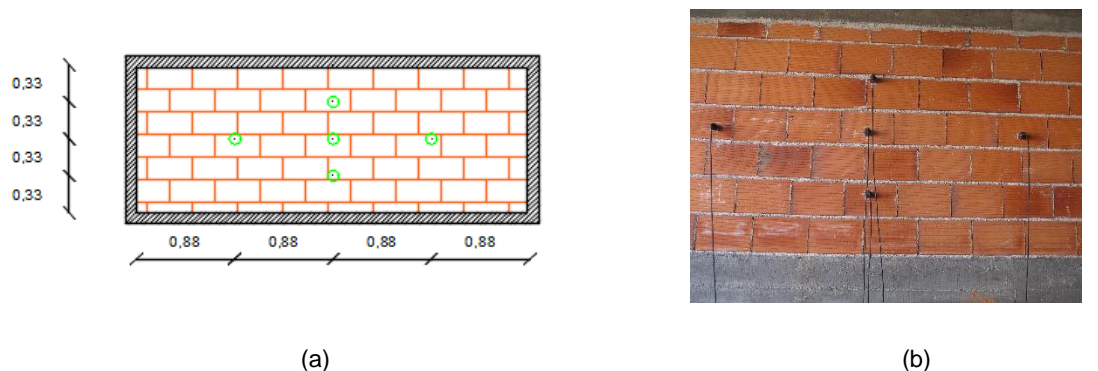


Figura 6.15 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P1 no momento do ensaio

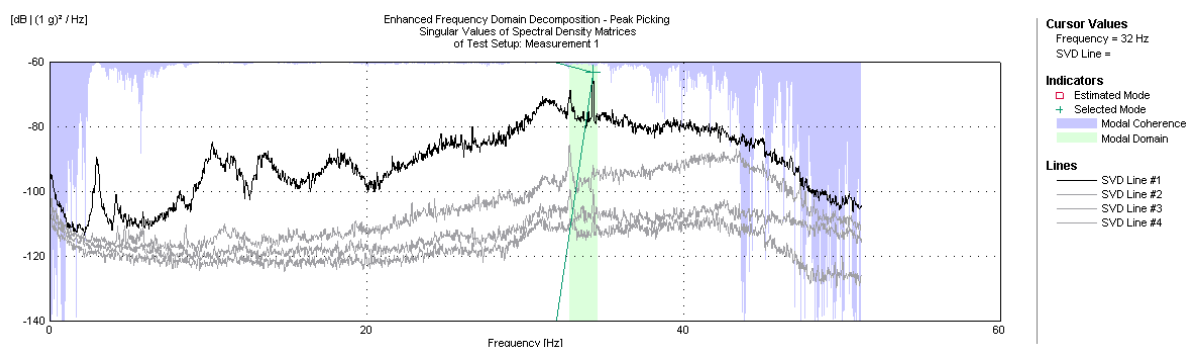


Figura 6.16 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P1

A parede P2 tem um comprimento de 3,5 m e altura de 1,3 m. Tem uma espessura de 11 cm e encontra-se confinada nos seus quatro bordos. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 24,49 Hz.

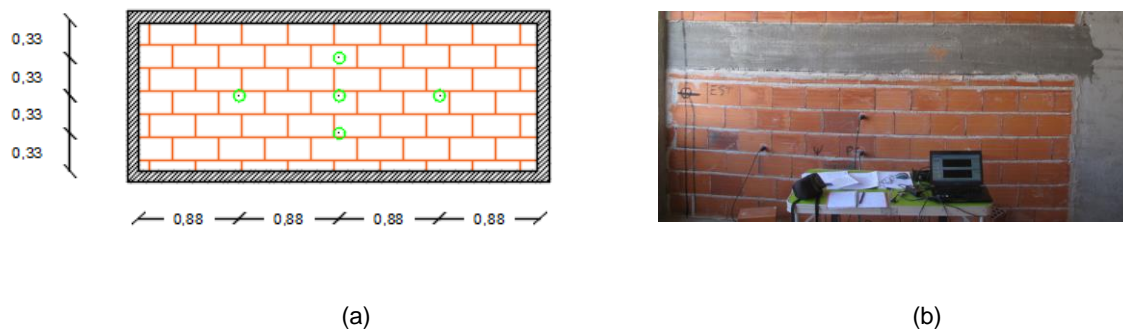


Figura 6.17 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P2 no momento do ensaio

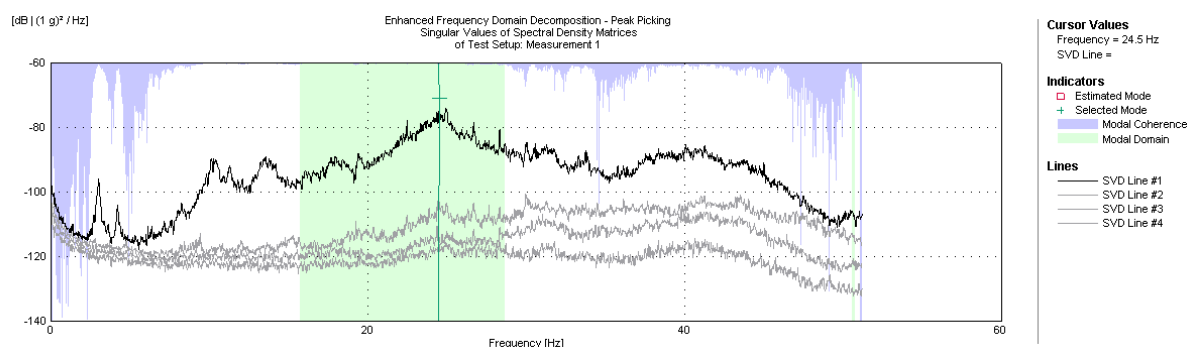
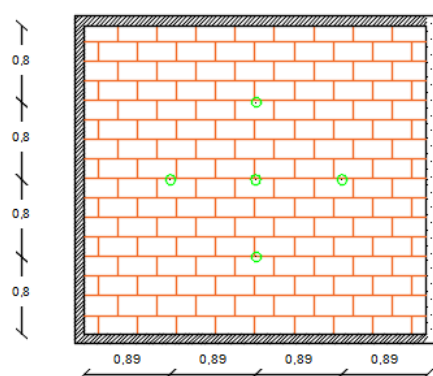


Figura 6.18 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P2

A parede P3 tem um comprimento de 3,55 m e uma altura de 3,2 m. Tem uma espessura de 11 cm, encontra-se confinada em três dos seus bordos por elementos estruturais, enquanto num dos seus bordos laterais está confiada por uma outra parede de alvenaria perpendicular a si. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 16,44 Hz.



(a)



(b)

Figura 6.19 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P3 no momento do ensaio

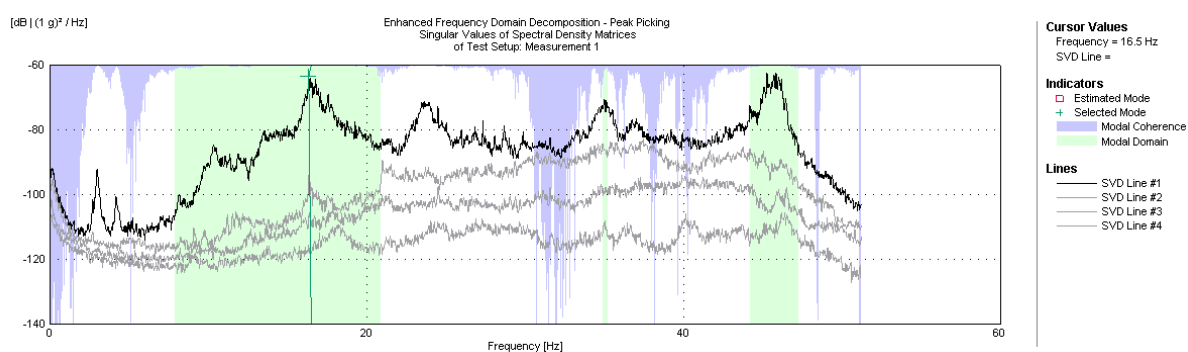
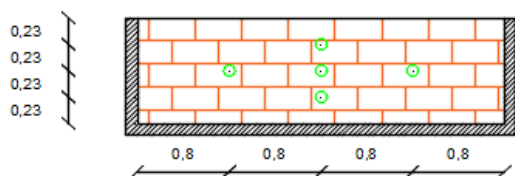


Figura 6.20 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P3

A parede P4 tem um comprimento de 3,2 m e uma altura de 92 cm. Tem uma espessura de 11 cm, três dos seus bordos está confinados e o bordo superior está livre. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 22,35 Hz.



(a)



(b)

Figura 6.21 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P4 no momento do ensaio

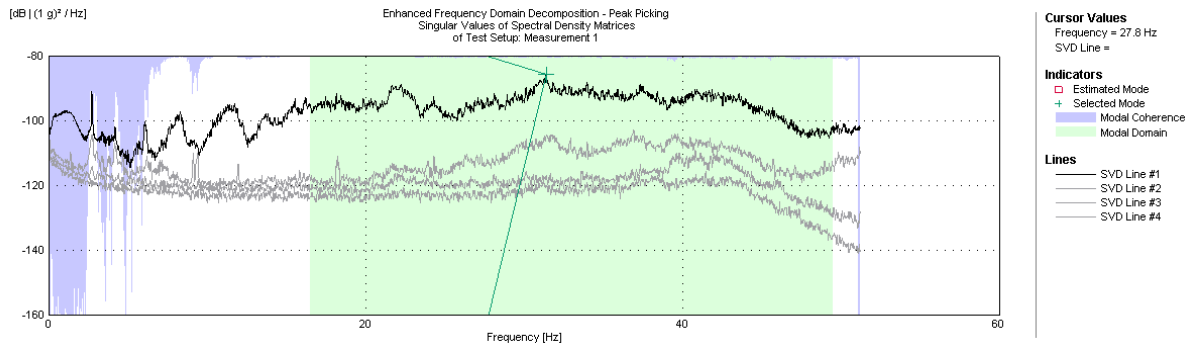


Figura 6.22 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P4

A parede P5 tem um comprimento de 3,55 m e uma altura de 3,2 m. Tem uma espessura de 11 cm e tem os seus quatro bordos confinados. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 29,98 Hz.

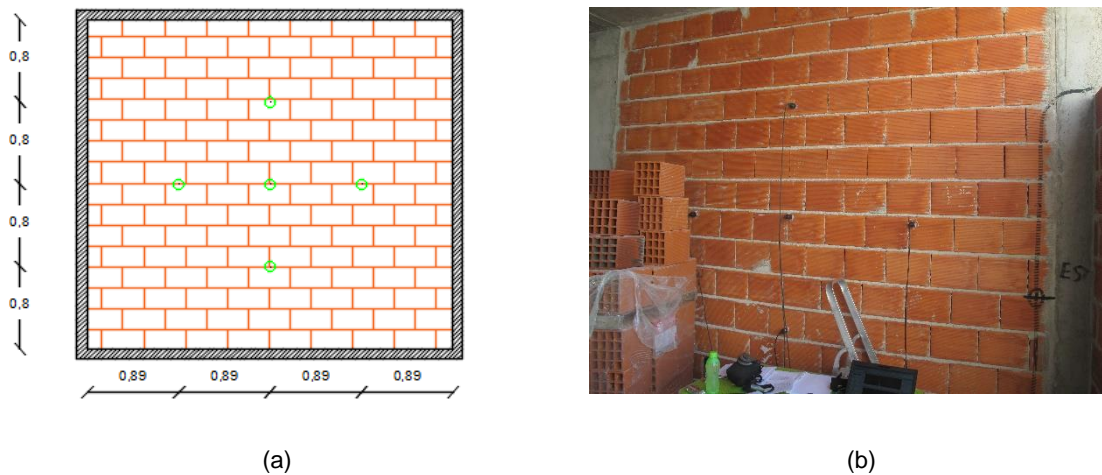


Figura 6.23 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P5 no momento do ensaio

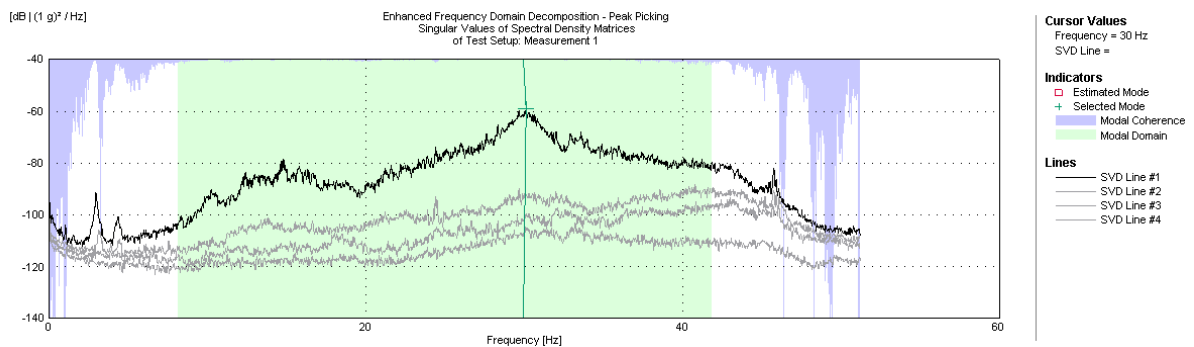


Figura 6.24 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P5

A parede P6 tem um comprimento de 2,75 m e uma altura de 3,2 m. Tem uma espessura de 11 cm e está confinada em todo o seu contorno. Esta parede possui uma abertura com um comprimento de 1,0 m e uma altura de 2,1 m. A distância entre a abertura e o pilar mais próximo é de 7 cm. Como é possível

observar na Figura 6.25 (a), no ensaio desta parede foram utilizados 8 acelerómetros. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 22,46 Hz.

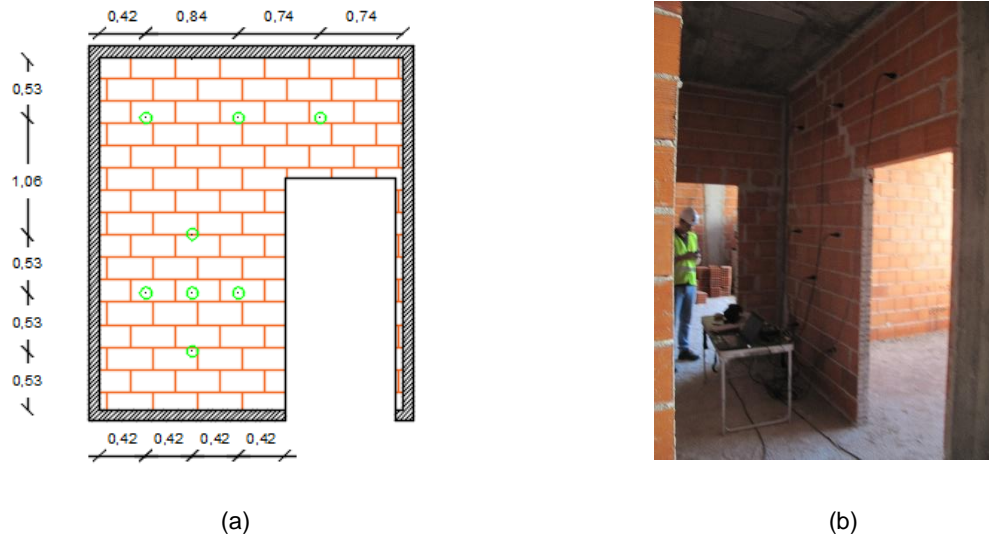


Figura 6.25 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P6 no momento do ensaio

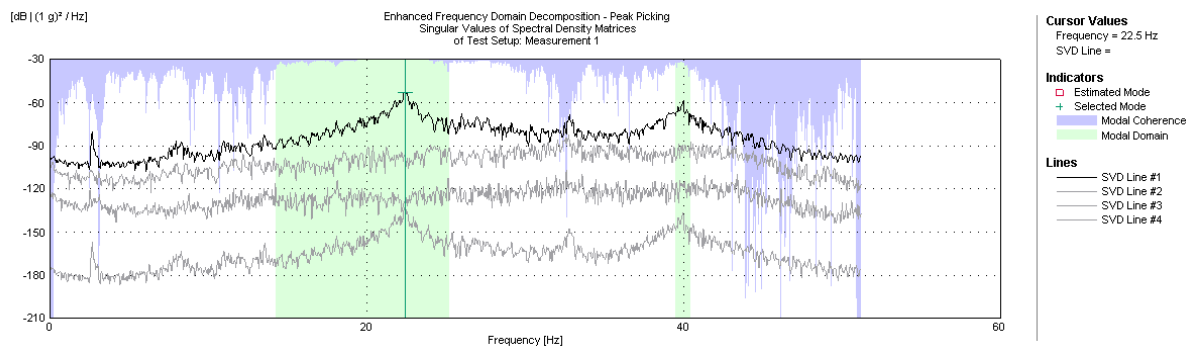


Figura 6.26 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P6

A parede P7 tem um comprimento de 2,45 m e uma altura de 3,2 m. Tem uma espessura de 11 cm e está totalmente confinada ao longo dos seus quatro bordos. A parede possui uma abertura com 1,0 m de comprimento e 2,1 m de altura. A distância desde o bordo da abertura e do pilar mais próximo é de 7 cm. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 22,59 Hz. Na Figura 6.27 está assinalado com a cor vermelha o local onde foi colocado o lintel e a cor verde, o acelerómetro que regista menores acelerações devido à existência do lintel.

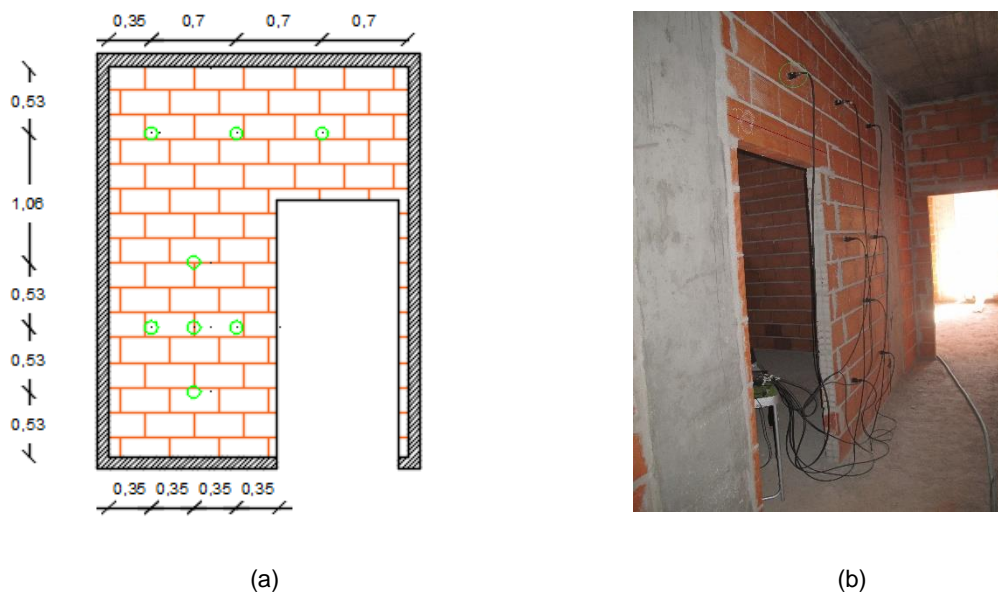


Figura 6.27 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P7 no momento do ensaio

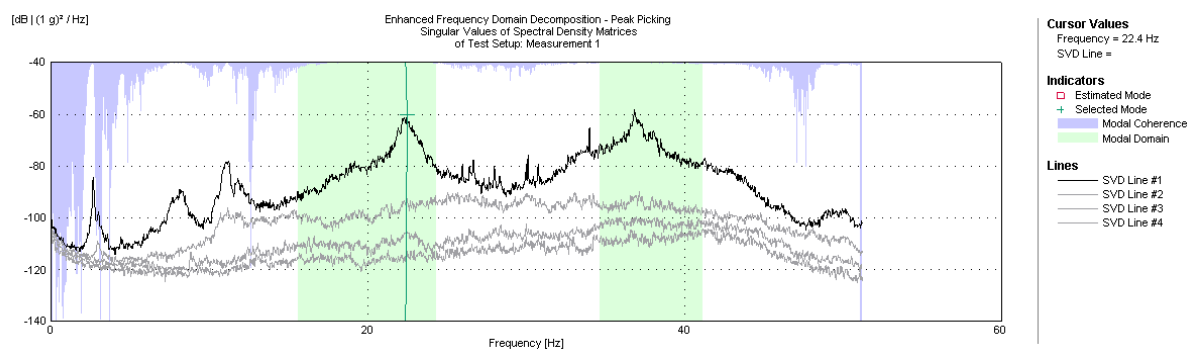
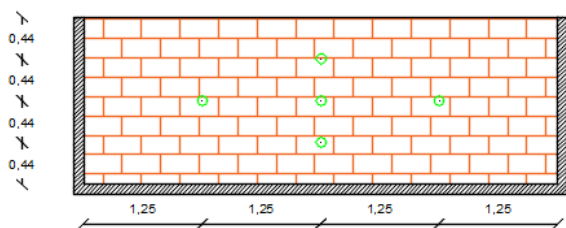


Figura 6.28 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P7

A parede P8 tem um comprimento de 5,0 m e uma altura de 1,75 m. Tem uma espessura de 15 cm. Encontra-se apenas confinada em três dos seus bordos, encontrando-se o bordo superior livre. Uma das faces da parede já se encontra com reboco, apesar de este ainda ser recente (1 dia). A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 17,94 Hz.



(a)



(b)

Figura 6.29 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P8 no momento do ensaio

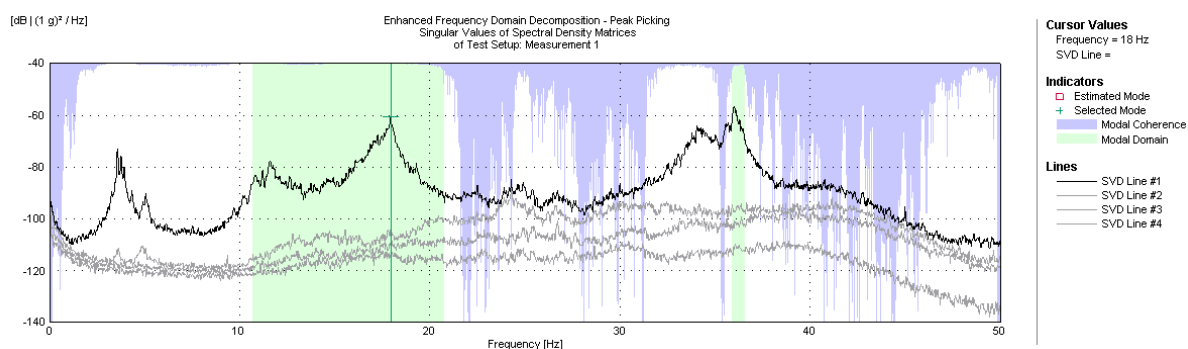


Figura 6.30 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P8

A parede P9 tem um comprimento de 2,75 m e uma altura de 2,3 m. Tem uma espessura de 15 cm e tem os seus quatro bordos confinados. Uma das suas faces já se encontra com reboco. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 34,19 Hz.

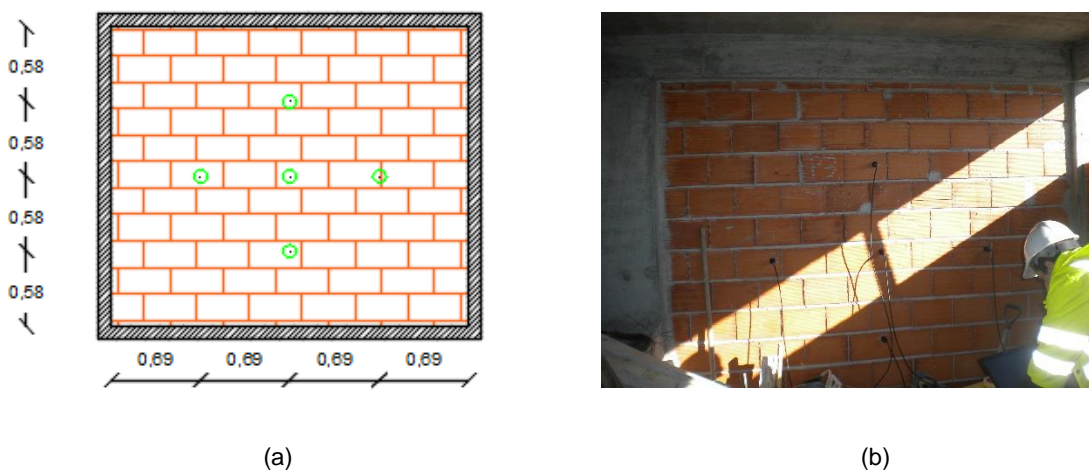


Figura 6.31 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P9 no momento do ensaio

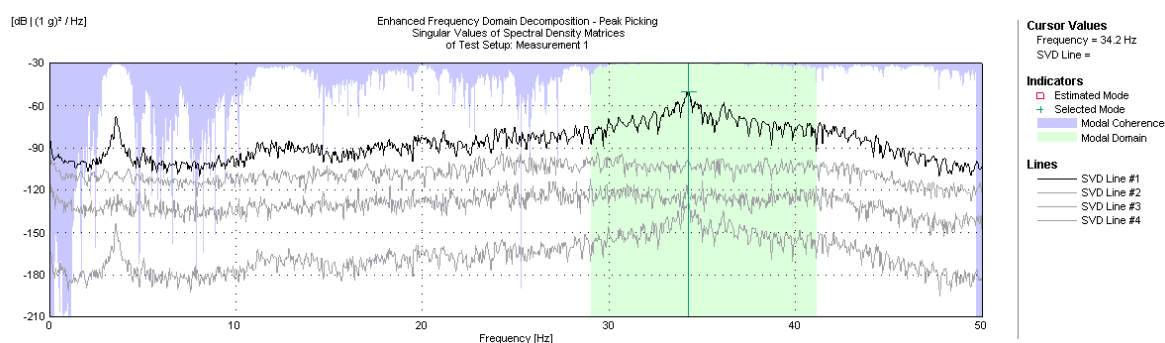


Figura 6.32 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P9

A parede P10 tem um comprimento de 3,6 m e uma altura de 1,0 m. Tem uma espessura de 11 cm e tem os seus quatro bordos confinados. A primeira frequência medida para fora do seu plano tem o valor de 34,10 Hz. Existem algumas reservas em relação a ao valor da frequência obtida neste ensaio, uma vez que no momento em que este foi realizado existiam fontes de vibração capazes de prejudicar o sinal.

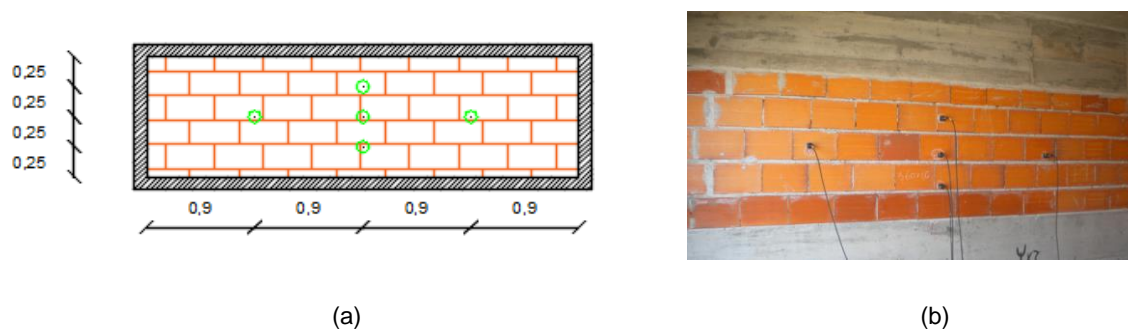


Figura 6.33 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P10 no momento do ensaio

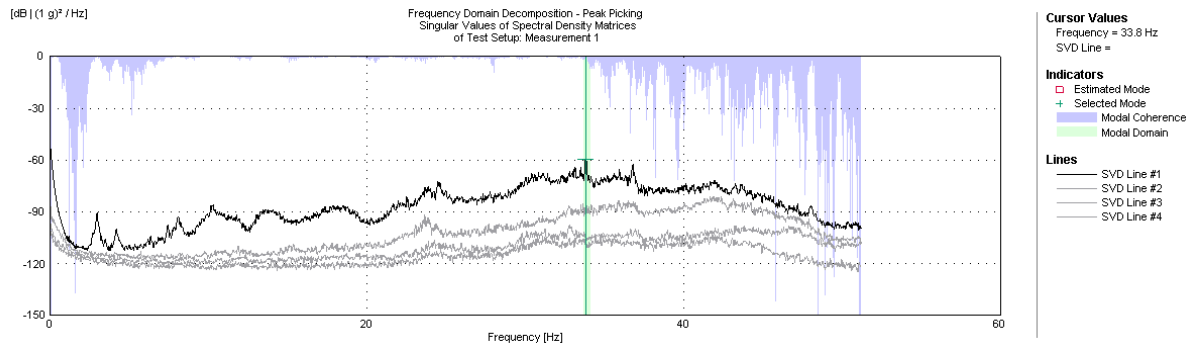


Figura 6.34 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P10

A parede P11 tem um comprimento de 3,2 m e uma altura de 2,8 m. Tem uma espessura de 22 cm e está confinada em todo o seu perímetro. Esta parede tem uma abertura com um comprimento de 1,6 m e uma altura de 1,9 m. Tal como indica na Figura 6.35 (a), já foram efetuados os rasgos na parede por onde passa a rede elétrica. Na realização do ensaio desta parede foram utilizados 5 acelerómetros. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 11,47 Hz.

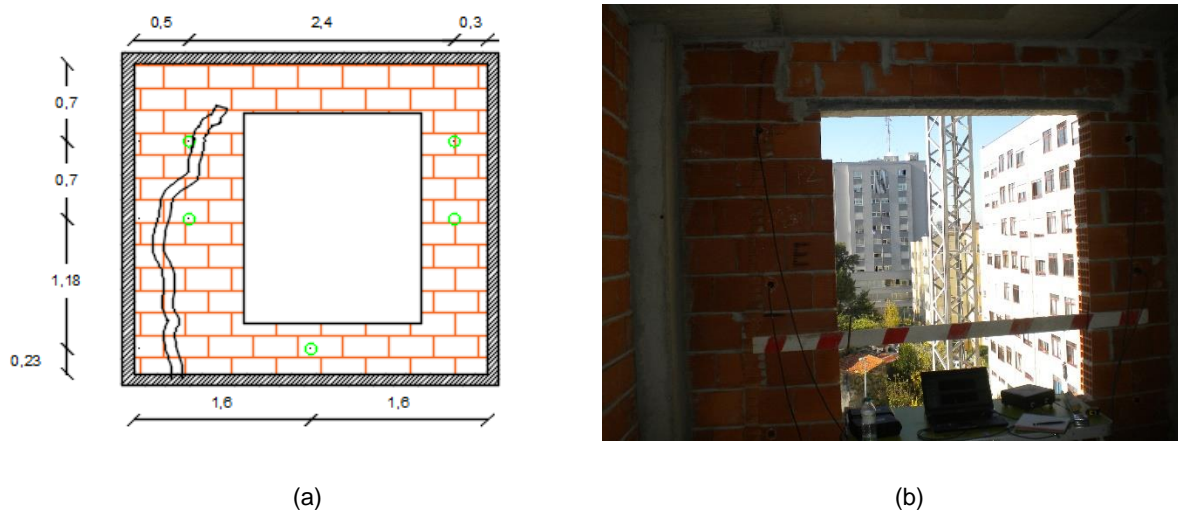


Figura 6.35 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P11 no momento do ensaio

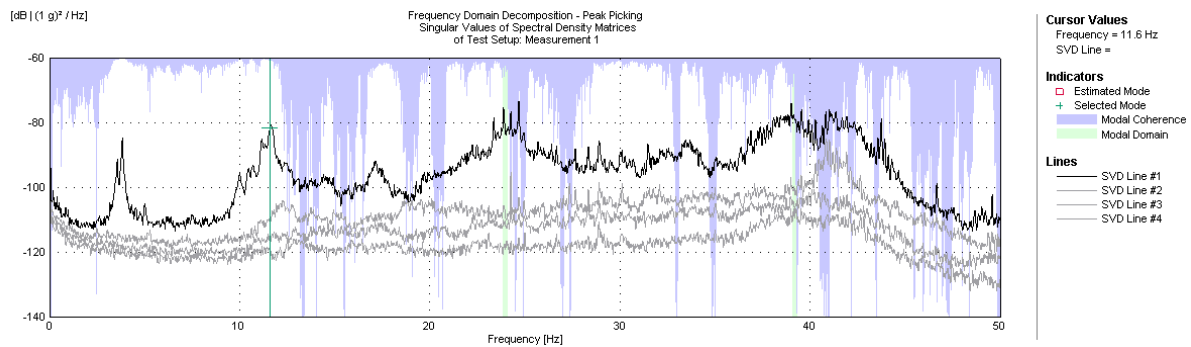
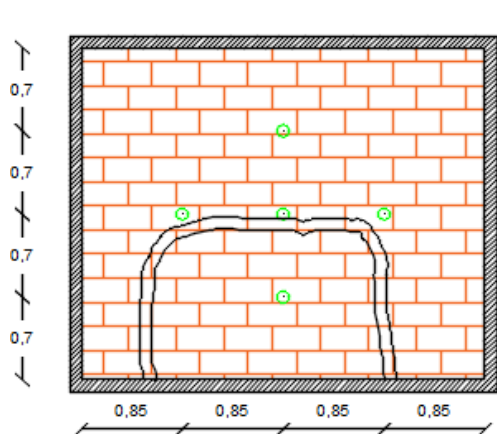


Figura 6.36 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P11

A parede P12 tem um comprimento de 3,4 m e uma altura de 2,8 m. Tem uma espessura de 22 cm e tem os seus quatro bordos confinados. Nesta parede já foram efetuados os rasgos por onde passarão a rede elétrica do edifício. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 28,21 Hz.



(a)



(b)

Figura 6.37 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P12 no momento do ensaio

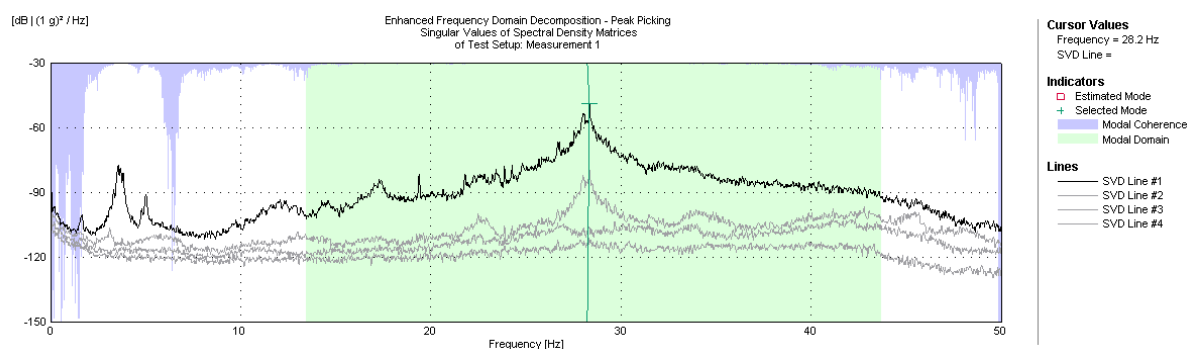
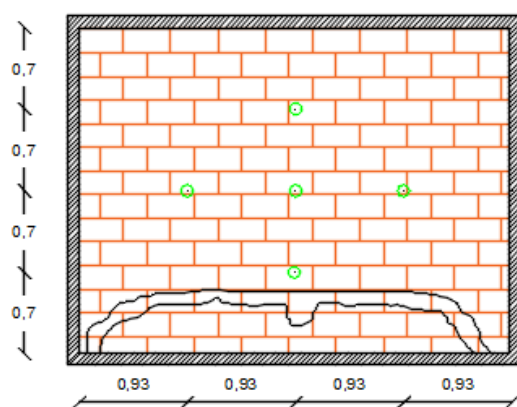


Figura 6.38 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P12

A parede P13 tem um comprimento de 3,7 m e uma altura de 2,8 m. Tem uma espessura de 22 cm e tem os seus quatro bordos confinados. Nesta parede já foram efetuados os rasgos por onde passarão a rede elétrica do edifício. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 27,64 Hz.



(a)



(b)

Figura 6.39 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P13 no momento do ensaio

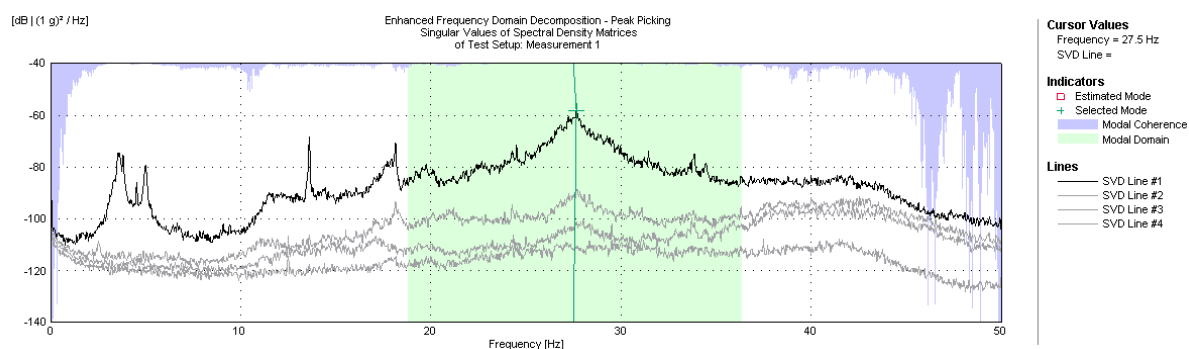
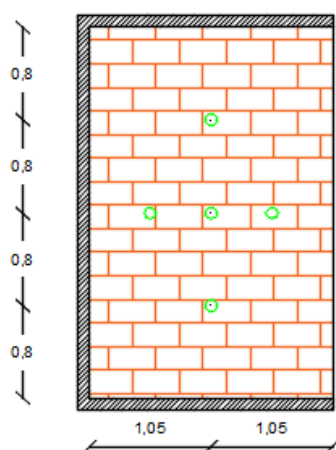
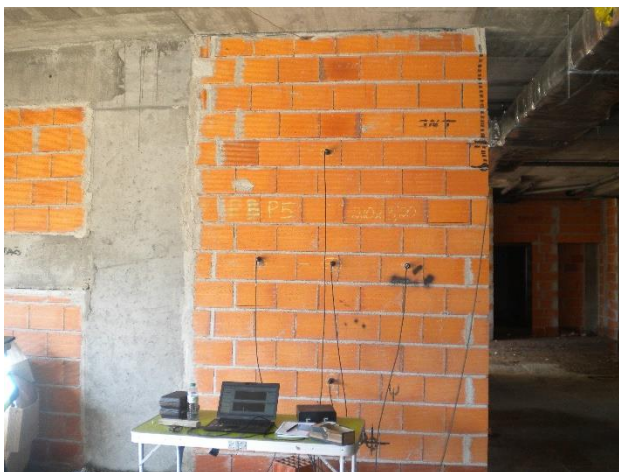


Figura 6.40 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P13

A parede P14 tem um comprimento de 2,1 m e uma altura de 3,2 m. Tem uma espessura de 11 cm e apenas três dos seus bordos estão confinados, enquanto o bordo direito está livre. A primeira frequência obtida para fora do seu plano tem o valor de 14,72 Hz.



(a)



(b)

Figura 6.41 Esquema (a) e fotografia (b) da parede P14 no momento do ensaio

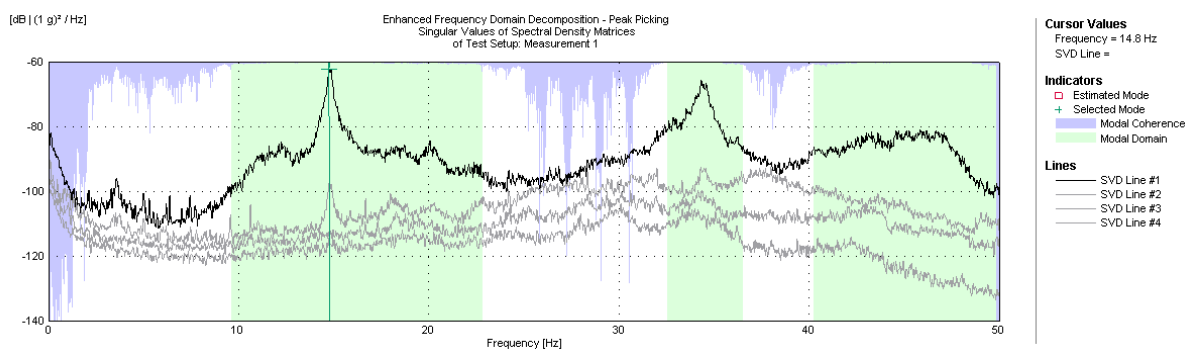


Figura 6.42 Transformada de Fourier do registo das acelerações da parede P14

Durante a realização dos ensaios identificaram-se situações que resultam da falta de controlo de qualidade no processo de construção das paredes, como por exemplo a falta de preenchimento das juntas com argamassa, que acabam por influenciar o comportamento destas. Na Figura 6.43 são apresentadas duas situações, em duas das paredes ensaiadas, que podem condicionar os resultados dos ensaios realizados



(a)

(b)

Figura 6.43 Juntas horizontais que não estão completamente preenchidas

As situações indicadas aumentam a dificuldade de identificar o esquema estrutural destas paredes, principalmente no que toca às condições de fronteira entre elas e o respetivo pórtico de betão armado.

Em algumas paredes em que foram realizados os ensaios de identificação dinâmica no dia 10 de Novembro de 2015, já tinham sido realizados alguns rasgos por onde passará a rede elétrica e de águas do edifício (Figura 6.44). A presença destes rasgos constitui mais uma variável que influencia os resultados obtidos nos ensaios, uma vez que podem diminuir a rigidez da parede para fora do plano e, consequentemente, a sua frequência de vibração.



Figura 6.44 Rasgos construtivos presentes numa das paredes ensaiadas

Apesar de todos estes fatores indicados que influenciaram os resultados obtidos nos ensaios foram construídos alguns gráficos que permitem retirar algumas conclusões.

A Tabela 6.2 apresenta os resultados da primeira frequência natural de vibração para fora do plano de cada parede ensaiada e as dimensões das aberturas, caso existam.

Tabela 6.2 Resultados obtidos nos ensaios

Parede	L	H	Espessura (cm)	HxL	Área da abertura (m ²)	μ	f
P1	3,50	1,30	11	4,55		1,00	31,69
P2	3,50	1,30	11	4,55		1,00	24,49
P3*	3,55	3,20	11	11,36		1,00	16,44
P4*	3,20	0,92	11	2,94		1,00	22,35
P5	3,55	3,20	11	11,36		1,00	29,98
P6	2,75	3,20	11	8,80	2,1	0,76	22,46
P7	2,45	3,20	11	7,84	2,1	0,73	22,59
P8*	5,00	1,75	15	8,75		1,00	17,94
P9	2,75	2,30	15	6,33		1,00	34,19
P10	3,60	1,00	11	3,60		1,00	34,10
P11	3,20	2,80	22	8,96	3,04	0,66	11,47
P12	3,40	2,80	22	9,52		1,00	28,21
P13	3,70	2,80	22	10,36		1,00	27,64
P14*	3,20	2,10	11	6,72		1,00	14,72

* Parede apenas com três bordos confinados

$$\mu = 1 - \frac{\text{Área da abertura}}{L \times H} \quad (6.1)$$

em que:

L é o comprimento da parede, em metros;

H é altura da parede, em metros;

f é a frequência do primeiro modo de vibração para fora do plano, em Hz.

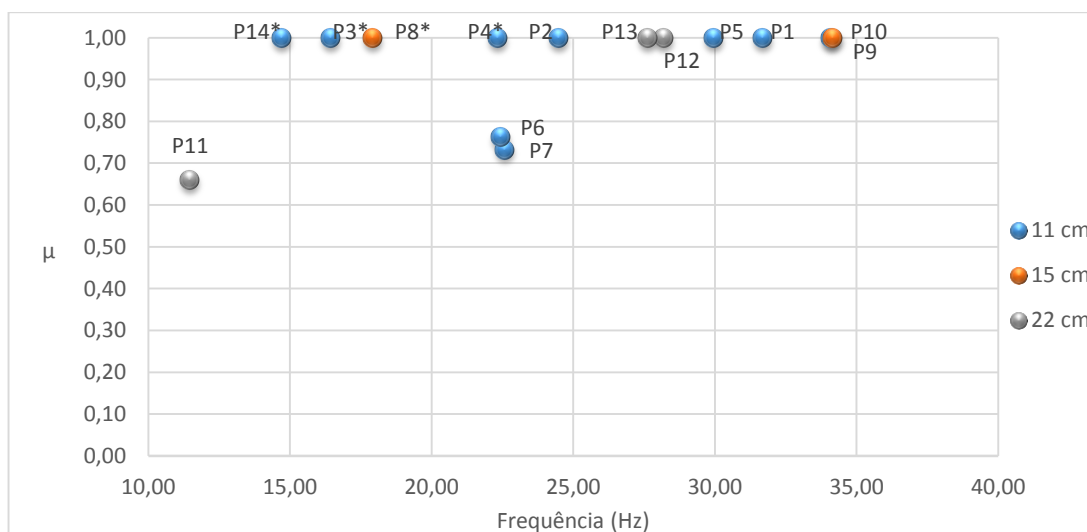


Figura 6.45 Relação entre a área da abertura existente na parede e frequência obtida

A Figura 6.45 mostra a influência da existência de aberturas. Note-se que em nenhuma parede que possuía aberturas ou bordos livres foi obtida uma frequência superior a 25 Hz.

A Tabela 6.3 apresenta os resultados da primeira frequência natural de vibração para fora do plano de cada parede ensaiada, em Hz, e o comprimento da sua diagonal D, em m. Na Figura 6.46 está representada a relação entre estes fatores.

Tabela 6.3 Valor da diagonal e frequência obtida para cada parede

Parede	L	H	D	Espessura (cm)	f
P1	3,50	1,30	3,73	11	31,69
P2	3,50	1,30	3,73	11	24,49
P3 *	3,55	3,20	4,78	11	16,44
P4 *	3,20	0,92	3,33	11	22,35
P5	3,55	3,20	4,78	11	29,98
P6 **	3,20	2,75	4,22	11	22,46
P7 **	3,20	2,45	4,03	11	22,59
P8 *	5,00	1,75	5,30	15	17,94
P9	2,75	2,30	3,59	15	34,19
P10	3,60	1,00	3,74	11	34,10
P11 **	3,20	2,80	4,25	22	11,47
P12	3,40	2,80	4,40	22	28,21
P13	3,70	2,80	4,64	22	27,64
P14 *	3,20	2,10	3,83	11	14,72

* Parede apenas com três bordos confinados

** Parede com abertura

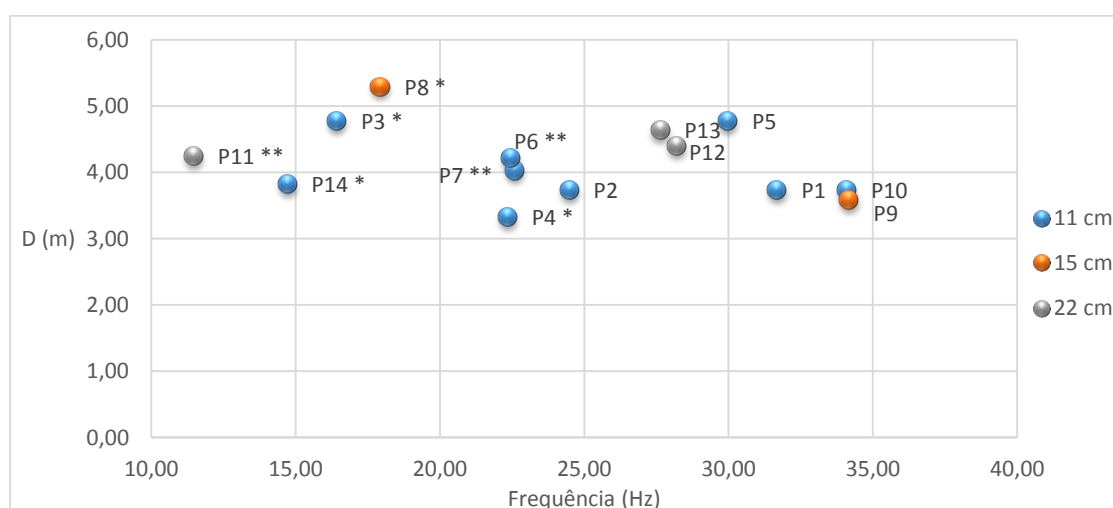


Figura 6.46 Relação entre comprimento da diagonal e frequência obtida

A Tabela 6.4 apresenta os resultados da primeira frequência natural de vibração de cada parede ensaiada, em Hz, e o rácio entre a sua altura e o seu comprimento (H/L). Na Figura 6.47 está representada a relação entre estes fatores.

Tabela 6.4 Valor do rácio altura/comprimento e frequência obtida para cada parede

Parede	L (m)	H (m)	H/L	Esp (m)	f (Hz)
P1	3,50	1,30	0,37	11	31,69
P2	3,50	1,30	0,37	11	24,49
P3 *	3,55	3,20	0,90	11	16,44
P4 *	3,20	0,92	0,29	11	22,35
P5	3,55	3,20	0,90	11	29,98
P6 **	3,20	2,75	0,86	11	22,46
P7 **	3,20	2,45	0,77	11	22,59
P8 *	5,00	1,75	0,35	15	17,94
P9	2,75	2,30	0,84	15	34,19
P10	3,60	1,00	0,28	11	34,10
P11 **	3,20	2,80	0,88	22	11,47
P12	3,40	2,80	0,82	22	28,21
P13	3,70	2,80	0,76	22	27,64
P14 *	3,20	2,10	0,66	11	14,72

* Parede apenas com três bordos confinados

** Parede com abertura

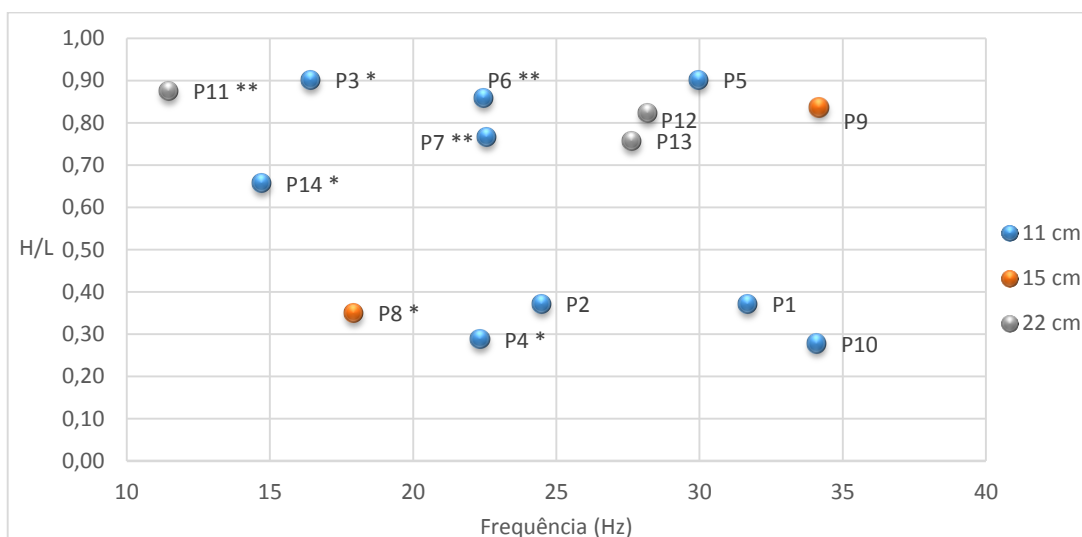


Figura 6.47 Relação entre rácio altura/comprimento e frequência

Os resultados apresentados na Figura 6.46 parecem indicar uma tendência crescente da frequência à medida que o valor do comprimento da diagonal, D, diminui. Na Figura 6.47 já se torna mais difícil retirar uma conclusão já que não é notória uma tendência. Fica aqui visível a necessidade de realizar um número maior de ensaios de modo a que seja possível realizar análises e tirar conclusões mais firmes.

Apesar de algumas discrepâncias dos resultados obtidos, podem ser feitas algumas comparações interessantes entre certas paredes.

As paredes P1 e P2 têm as mesmas dimensões (H e L) e os seus tijolos têm a mesma espessura, 11 cm, mas o resultado obtido nas paredes foi bastante diferente (31,69 Hz e 24,49 Hz, respetivamente). Esta diferença de frequências pode estar relacionada com fatores como as dimensões das juntas, grau de confinamento das paredes ou podem existir juntas mal preenchidas no caso da parede P2.

As paredes P3 e P5 têm as mesmas dimensões (H e L) e os seus tijolos têm a mesma espessura, 11 cm. A grande diferença entre estas paredes é que apenas a parede P5 tem os seus quatro bordos confinados, enquanto a parede P3 apenas tem três bordos confinados e um bordo lateral parcialmente confinado. É certo que parte da diferença entre os valores das frequências obtidas estará relacionada com a diferença entre as condições de fronteira do seu bordo lateral direito.

As paredes P6 e P7 têm a mesma altura (H) e os seus tijolos têm a mesma espessura, 11 cm. As dimensões das aberturas (H e L) são as mesmas. A maior diferença entre estas duas paredes está no seu comprimento. A parede P6 tem um comprimento de 2,75 m, enquanto a parede P7 tem um comprimento de 2,45 m. Tal como seria de esperar, a frequência medida da parede P7 (22,59 Hz) é superior à frequência medida da parede P6 (22,46 Hz), visto que o maior comprimento da P6 torna-a mais flexível.

As paredes P12 e P13 têm a mesma altura (H) e os seus tijolos têm a mesma espessura, 22 cm. Em ambas as paredes já existiam rasgos, como foi referido anteriormente. À imagem da comparação que foi feita entre a P6 e a P7, no caso das paredes P12 e P13 verifica-se exatamente a mesma situação. O facto da parede P12 ter um comprimento inferior à P13 levou a que a frequência da esta registasse uma frequência de vibração superior (28,21 Hz).

Devido ao número de variáveis indicadas anteriormente, é difícil retirar uma tendência dos gráficos apresentados. Contudo, caso venham a ser realizados mais ensaios e o número da amostra aumente significativamente, poderão ser retiradas conclusões mais seguras.

6.6. CONCLUSÃO

Ao longo deste capítulo foi feita descrição da campanha experimental que teve como objetivo fazer a identificação dinâmica de paredes de alvenaria de enchimento.

Numa primeira parte, foi apresentada a metodologia utilizada para preparar o ensaio e tratar os dados recolhidos. Uma vez que a informação sobre a realização deste tipo de ensaios em paredes de alvenaria ainda é tão pouca, o método apresentado poderá servir de guião para futuros ensaios, até para facilitar a comparação com os valores obtidos com os já apresentados.

No final do capítulo foram apresentados os resultados obtidos e foram indicadas algumas ideias importantes que resultaram da comparação entre paredes semelhantes. Tal como foi dito, a interpretação destes resultados está muito suscetível a erros, uma vez que o número de variáveis presentes é muito elevado e, em alguns casos, difícil de contabilizar o seu efeito no comportamento de cada parede.

Verificou-se que a rigidez de uma parede de alvenaria de enchimento é fortemente influenciada pelas suas condições de fronteira, geometria, existência de aberturas e, possivelmente, também pela existência de rasgos construtivos.

A comparação feita entre as paredes P3 e P5 mostra a importância das condições de fronteira, verificou-se que qualquer parede que não tinha os seus quatro bordos confinados ou tivesse aberturas registou uma frequência inferior a 25 Hz.

Os valores obtidos nas paredes P12 e P13 parecem indicar que os rasgos construtivos, que servem de passagem a instalações de água e de eletricidade, diminuem a rigidez da parede para fora do seu plano, sendo esta a prática corrente nas construções civis em Portugal.

Um dos objetivos iniciais desta dissertação era estimar a rigidez de cada parede para fora do plano através das frequências obtidas nos ensaios utilizando fórmulas teóricas simplificadas, mas não foi possível porque o erro que estava associado a essas fórmulas era demasiado significativo.

7

IDENTIFICAÇÃO DINÂMICA DE EDIFÍCIOS

7.1. INTRODUÇÃO

A possibilidade de realizar ensaios de identificação dinâmica de edifícios ainda em construção surgiu num momento em que o tema já estava em desenvolvimento e, por isso, esta oportunidade levou ao alargamento do âmbito desta dissertação dado o interesse na realização deste tipo de ensaios.

A realização de ensaios fora de um ambiente de grande controlo, como por exemplo o laboratório, permite entender e avaliar as práticas da construção civil. Visto que os edifícios ensaiados não foram alvo que qualquer controlo extraordinário pode-se considerar que as práticas construtivas adotadas nos dois edifícios em estudo, são as mesmas adotadas em muitos outros edifícios que são construídos no território nacional.

Inicialmente foi realizado um levantamento fotográfico preliminar para avaliar o interesse que cada edifício e verificou-se que os edifícios se encontravam em fases diferentes de construção, mas ambos com grande interesse. A realização dos ensaios iniciou-se logo depois de terem sido estabelecidos os contactos com os técnicos responsáveis pela construção dos respetivos edifícios e ter sido permitido o acesso a qualquer um deles sempre que necessário.

Foram realizados ensaios de vibração ambiental em ambos os edifícios apresentados com o objetivo de identificar a primeira frequência natural de vibração na direção longitudinal e transversal. Foram realizados vários ensaios ao longo da construção dos edifícios com a finalidade de avaliar a evolução das frequências medidas, com especial atenção à relação entre a colocação das paredes de alvenaria e a variação das frequências registadas entre cada ensaio.

Neste capítulo é feita uma apresentação dos edifícios que foram ensaiados, metodologia que foi adotada na realização dos ensaios e os resultados obtidos.

7.2. SISTEMA DE AQUISIÇÃO DE DADOS DO ENSAIO

Para ser possível a execução dos ensaios o equipamento necessário era o seguinte:

- Um sismógrafo triaxial GeoSIG, modelo GSR-16;
- Um computador portátil;
- 2 Cabos de transmissão de dados

O sismógrafo utilizado permite quantificar acelerações em três direções, pelo que foi possível determinar as frequências de vibração do edifício nas direções longitudinal, transversal e vertical. O armazenamento

da informação recolhida foi feito num cartão de memória incorporado sismógrafo para posteriormente ser feito o *download* e tratamento dos dados.

As medições dos ensaios de vibração ambiental foram realizadas no primeiro piso do edifício e cada ensaio teve a duração de 15 minutos. Em cada visita realizada foram realizados dois ensaios para, assim, assegurar que pelo menos uma das medições realizadas era fiável, uma vez que durante a realização dos ensaios existiam várias fontes de vibrações que poderiam adulterar os resultados, como por exemplo os martelos pneumáticos utilizados pelos trabalhadores. Em cada um dos dois ensaios realizados em cada visita, o aparelho de medição era colocado próximo dos núcleos de rigidez do edifício.

7.3. TRATAMENTO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Para cada ficheiro de dados proveniente de um cada um dos ensaios realizados que contem os registos das acelerações adquiridas foram determinadas as correspondentes densidades espectrais de potência, com recurso a procedimentos apoiados na transformada rápida de *Fourier* (*Fast Fourier Transform, FFT*), que fornecem uma estimativa das funções de transferência nos graus de liberdade instrumentados (Vicente, 2008). Este tratamento dos dados recolhidos foi realizado com o auxílio do *software* GeoDAS e o processo utilizado foi o seguinte (Vicente, 2008):

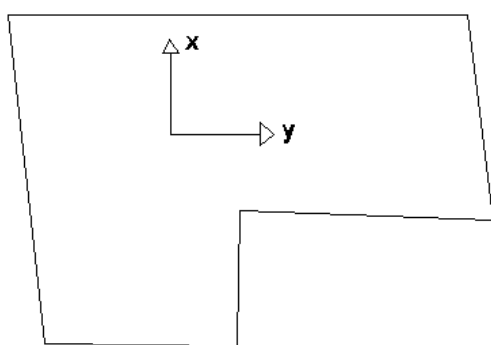
- Aplicação de filtros de Hanning a janelas temporais dos registos de aceleração como forma de contrariar o efeito de Leakage;
- Filtragem digital dos registos com um filtro passa-baixo regulado para 1/8 da frequência de amostragem de modo a contrariar o efeito de Aliasing e eliminar as componentes de alta frequência;
- Filtragem digital dos registos com filtro passa-alto regulado para 1Hz;
- Correção baseline para anular o valor residual médio do registo;
- Determinação da FFT.

Para determinar as características dinâmicas do edifício foram realizados vários ensaios de vibração ambiental. Os ensaios foram realizados com o propósito de estudar a variação das frequências naturais do edifício ao longo do seu processo construtivo. Ao longo de toda a campanha de ensaios, esteve sempre presente a preocupação de realizar o maior número de ensaios possível, evitando também grandes intervalos de tempo entre cada ensaio, de modo a que o acompanhamento fosse mais rigoroso e a interpretação dos resultados mais clara. Inicialmente, quando foi feito o planeamento sobre a melhor forma de se realizarem as visitas para a realização dos ensaios, considerou-se que uma visita semanal seria suficiente para se atingir os objetivos pretendidos. Todas as datas e horas das visitas realizadas foram acordadas com os professores e técnicos que pertencem ao LESE (Laboratório de Engenharia Sísmica e Estrutural, FEUP), pois era sempre necessário confirmar a disponibilidade para requisitar todo o material necessário.

7.4. EDIFÍCIO A

Neste subcapítulo são apresentados os resultados das frequências medidas na direção longitudinal e transversal obtidos nos ensaios de vibração ambiental realizados no Edifício A.

Na Figura 7.1 são indicadas as designações das orientações utilizadas nos ensaios de vibração ambiental e a situação construtiva do edifício no dia do primeiro ensaio.



(a)



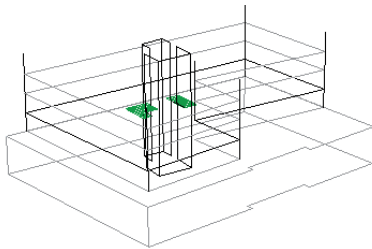
(b)

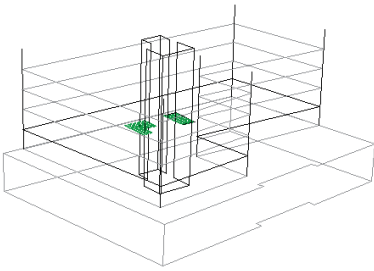
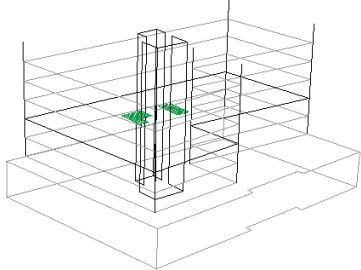
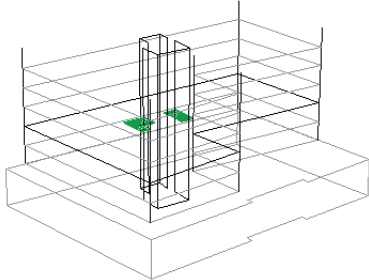
Figura 7.1 Designação e orientações adotadas nos ensaios (a) e fase construtiva do edifício (b).

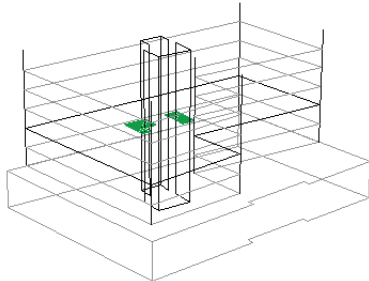
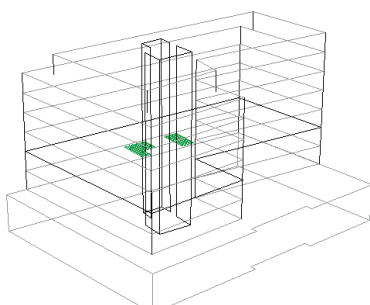
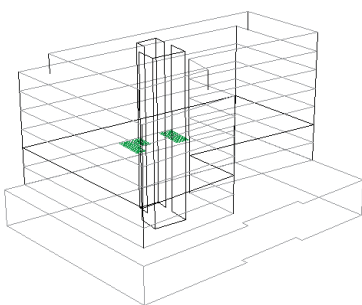
7.4.1.FASEAMENTO CONSTRUTIVO E DATAS DA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

Na Tabela 7.1 é descrita cada fase construtiva e local do Edifício A em que foi realizado cada ensaio de vibração ambiental.

Tabela 7.1 Evolução construtiva do Edifício A

Número do ensaio	Data	Fase construtiva	Local do ensaio
1	29/Set	<p>Lajes das caves, rés-do-chão e primeiro piso betonadas e sem escoramento;</p> <p>Lajes do segundo e terceiro piso betonadas e com o escoramento completo;</p> <p>Pilares e núcleos de rigidez do terceiro piso já betonados;</p> <p>Sem paredes de alvenaria executadas.</p>	
			Ensaio 1 – 1º piso

2	9/Out	<p>Lajes das caves, rés-do-chão, primeiro e segundo pisos betonadas e sem escoramento;</p> <p>Lajes do terceiro e quarto piso betonadas e com o escoramento completo;</p> <p>Pilares e núcleos de rigidez do quarto piso já betonados;</p> <p>Início das paredes de alvenaria no rés-do-chão.</p>	
			Ensaio 2 – 1º piso
3	16/Out	<p>Lajes das caves, rés-do-chão, primeiro e segundo piso betonadas e sem escoramento;</p> <p>Lajes do terceiro piso betonada e com o escoramento parcial;</p> <p>Lajes do quarto e quinto piso betonadas e com o escoramento completo;</p> <p>Pilares e núcleos de rigidez do quinto piso já betonados;</p> <p>Início das paredes de alvenaria no primeiro piso e fim das alvenarias do rés-do-chão.</p>	
			Ensaio 3 – 2º piso
4	20/Out	<p>Lajes das caves, rés-do-chão, primeiro, segundo e terceiro piso betonadas e sem escoramento;</p> <p>Lajes do quarto e quinto piso betonada e com o escoramento parcial;</p> <p>Pilares e núcleos de rigidez do quinto piso já betonados;</p> <p>Início das paredes de alvenaria no segundo piso e continuação da construção das paredes de alvenaria no primeiro piso.</p>	
			Ensaio 4 – 2º piso

5	23/Out	<p>Lajes das caves, rés-do-chão, primeiro, segundo e terceiro piso betonadas e sem escoramento;</p> <p>Lajes do quarto piso betonada e com o escoramento parcial;</p> <p>Laje do quinto piso betonada e com o escoramento completo;</p> <p>Pilares e núcleos de rigidez do sexto piso já betonados;</p> <p>Continuação das paredes de alvenarias do primeiro e segundo piso.</p>	
			Ensaio 5 – 2º piso
6	9/Nov	<p>Lajes das caves, rés-do-chão, primeiro, segundo e terceiro, quarto e quinto piso betonadas e sem escoramento;</p> <p>Lajes do sexto piso e cobertura betonadas e com o escoramento completo;</p> <p>Conclusão das paredes de alvenaria no primeiro e segundo piso;</p> <p>Cerca de metade das paredes de alvenaria do terceiro piso já executadas.</p>	
			Ensaio 6 – 2º piso
7	20/Nov	<p>Lajes das caves, rés-do-chão, primeiro, segundo e terceiro, quarto, quinto e sexto piso betonadas e sem escoramento;</p> <p>Laje da cobertura betonada e com o escoramento parcial;</p> <p>Paredes de alvenaria do terceiro piso finalizadas;</p> <p>Paredes de alvenaria do quarto piso praticamente terminadas e aproximadamente metade das paredes de alvenaria do quinto piso executadas.</p>	
			Ensaio 7 – 2º piso

7.4.2.RESULTADOS DOS OBTIDOS DOS ENSAIOS

Na Tabela 7.2 são apresentados os resultados das frequências medidas nas direções x e y em cada ensaio realizado.

Tabela 7.2 Frequências medidas no Edifício A

	Frequência (Hz)	
	Direção x	Direção y
29/Set	2,93	3,91
09/Out	2,93	2,93
16/Out	1,95	2,44
20/Out	1,95	2,44
23/Out	1,95	2,44
09/Nov	1,95	2,44
20/Nov	2,44	2,44

Na Figura 7.2 é apresentado um gráfico com os valores das frequências obtidas em cada ensaio em que é possível observar a evolução das mesmas.

Nota: os valores assinalados com a cor amarela indicam valores de frequências coincidentes nas duas direções.

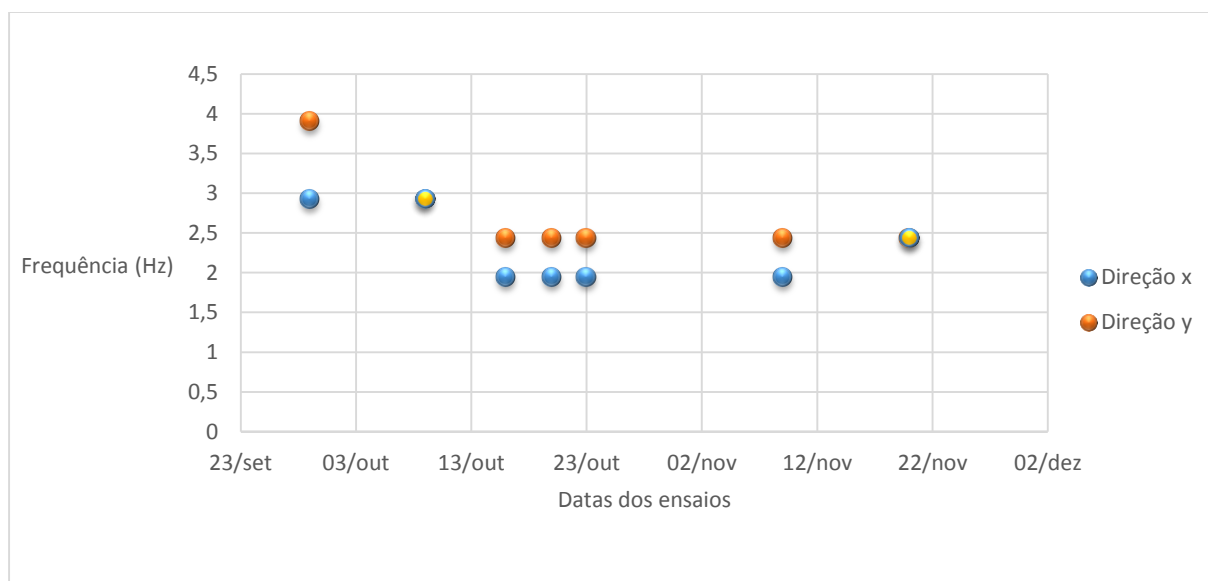



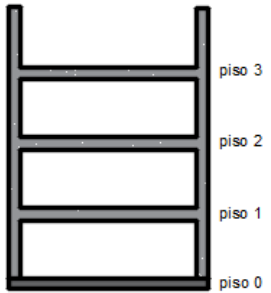

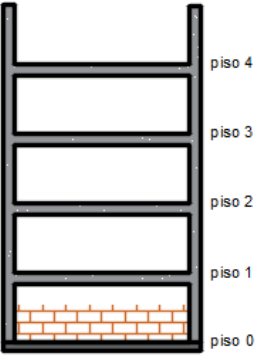

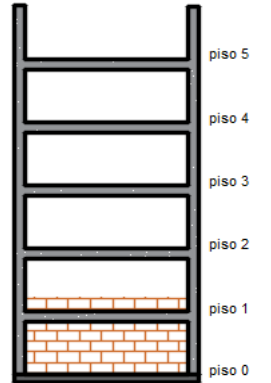
Figura 7.2 Valores das frequências obtidas em cada ensaio


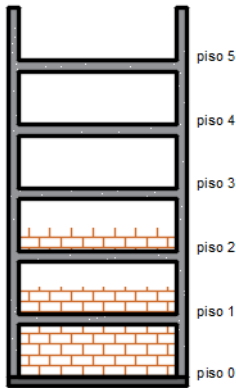

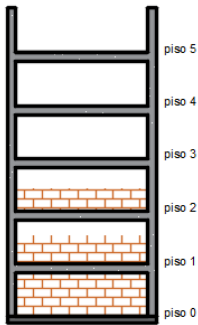

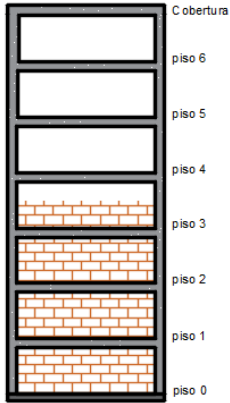

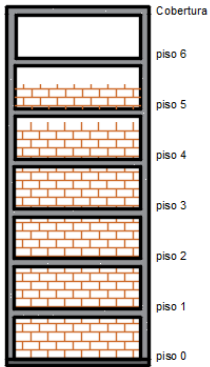
7.4.3.ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na Tabela 7.3 é apresentado um esquema que ilustra o avanço da construção da estrutura e das paredes de alvenaria. Para cada ensaio realizado são apresentadas as frequências obtidas, uma fotografia do edifício no dia da realização do ensaio e um esquema que relaciona o avanço da estrutura com o avanço das paredes de alvenaria de enchimento.

Nota: a altura da trama correspondente às paredes de alvenaria indica o avanço da construção das paredes em cada piso.

Tabela 7.3 Avanço na construção da estrutura e paredes de alvenaria

Ensaio	Frequência (Hz)	Fotografia	Ilustração
1	$f_x = 2,93\text{Hz}$ $f_y = 3,91\text{Hz}$		
2	$f_x = 2,93\text{ Hz}$ $f_y = 2,93\text{ Hz}$		
3	$f_x = 1,95\text{Hz}$ $f_y = 2,44\text{ Hz}$		

4	$f_x = 1,95 \text{ Hz}$ $f_y = 2,44 \text{ Hz}$		
5	$f_x = 1,95 \text{ Hz}$ $f_y = 2,44 \text{ Hz}$		
6	$f_x = 1,95 \text{ Hz}$ $f_y = 2,44 \text{ Hz}$		
7	$f_x = 2,44 \text{ Hz}$ $f_y = 2,44 \text{ Hz}$		

A análise destes resultados é complexa e a sua interpretação está sujeita a várias considerações e pressupostos, que serão validados mais tarde com modelos numéricos. Nos pontos seguintes são referidos alguns comentários sobre os resultados obtidos:

- Entre o ensaio 1 e o ensaio 2 a frequência de vibração registada na direção longitudinal diminuiu, enquanto na direção transversal manteve-se com o mesmo valor. A diminuição da frequência na direção longitudinal poderá estar relacionada com o aumento de massa do edifício e com o aumento da altura do edifício, visto que foi acrescentada a laje do piso 4. Entre a realização destes dois ensaios não foram construídas paredes de alvenaria suficientes que levassem a um aumento de rigidez, por isso, não seria de esperar que existisse um aumento da frequência medida.
- Entre o ensaio 2 e o ensaio 3 as frequências medidas nas duas direções diminuíram. Tal como na situação anterior, foi contruída mais uma laje, a do piso 5. A construção de uma laje significa um aumento importante da massa e da altura do edifício, o que justifica a diminuição das frequências medidas. Apesar de se terem concluído as paredes de alvenaria no piso 0, o aumento da massa verificado parece ter uma grande influência quando comparado com a variação da rigidez da estrutura introduzida pelos painéis de alvenaria.
- No período em que foram realizados os ensaios 3, 4 e 5 continuaram a ser construídas as paredes de alvenaria no piso 1 e no piso 2, sem nunca se ter terminado as alvenarias em nenhum destes pisos e nunca ter sido construída a laje do piso 6. Talvez por estas razões, as frequências medidas nas duas direções se mantiveram constantes.
- Entre a realização do ensaio número 5 e ensaio número 6 as frequências medidas nas duas direções mantiveram-se constantes. Entre a realização destes dois ensaios existiram dois acontecimentos que poderiam levar a uma variação da rigidez do edifício. Por um lado, foram construídas as lajes do piso 6 e da cobertura, o que poderia levar a uma diminuição de rigidez, mas por outro lado, foram concluídas as alvenarias no piso 1, no piso 2 e já uma parte significativa das paredes de alvenaria do piso 3 tinham sido executadas. Visto que cada um destes fatores levam a variações contrárias na rigidez do edifício, o valor das frequências obtidas se tenha mantido constante.
- Entre o ensaio número 6 e o ensaio número 7 verificou-se o aumento da frequência na direção transversal e a frequência medida na direção longitudinal manteve-se constante. O aumento da rigidez do edifício na direção transversal pode estar relacionado com o avanço da construção das paredes de alvenaria, já que a massa do edifício não teve nenhuma variação significativa. O facto de se registar no ensaio número 7 uma igualdade nas frequências nas duas direções, pode significar que o primeiro modo de vibração da estrutura com uma frequência de 2,44 Hz pode estar associado a um modo de torção.

7.5.EDIFÍCIO B

Neste subcapítulo são apresentados os resultados das frequências medidas na direção longitudinal e transversal obtidos nos ensaios de vibração ambiental realizados no Edifício B

Na Figura 7.3 são indicadas as designações das orientações utilizadas nos ensaios de vibração ambiental e a situação construtiva do edifício no dia do primeiro ensaio.

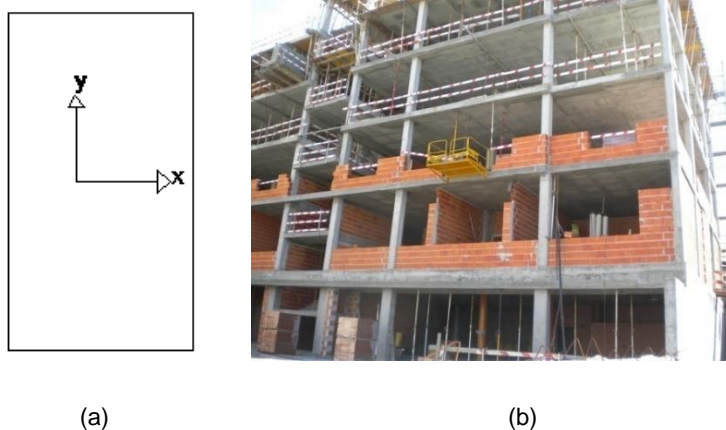
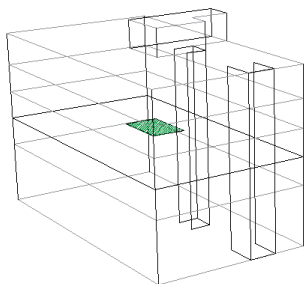
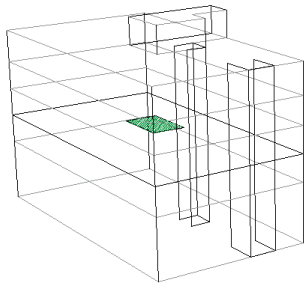


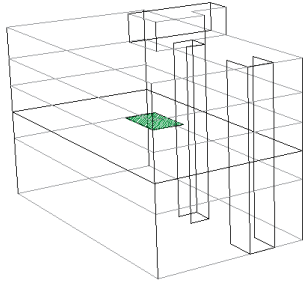
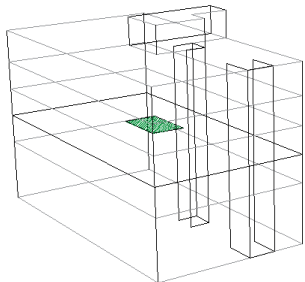
Figura 7.3 Designação e orientações adotadas nos ensaios (a) e fase construtiva do edifício (b).

7.5.1. FASEAMENTO CONSTRUTIVO E DATAS DA REALIZAÇÃO DOS ENSAIOS

Na Tabela 7.4 é descrita cada fase construtiva e local do Edifício B em que foi realizado cada ensaio de vibração ambiental.

Tabela 7.4 Evolução construtiva do Edifício B

Número do ensaio	Data	Fase construtiva	Local do ensaio
1	16/10	Paredes de alvenaria quase terminadas no piso 0 e terminadas na cobertura; Cerca de metade das paredes de alvenaria terminadas no primeiro piso; Segundo piso ainda sem quaisquer paredes de alvenaria; Início das paredes de alvenaria no terceiro piso.	
			Ensaio 1 – 1º piso
2	23/10	Paredes de alvenaria terminadas no piso 0 e na cobertura e praticamente terminadas no primeiro piso; Início da colocação das paredes de alvenaria no segundo piso; Terceiro piso com cerca de metade das paredes de alvenaria já construídas.	
			Ensaio 2 – 1º piso

3	9/11	<p>Paredes de alvenaria terminadas no piso 0, primeiro piso e cobertura;</p> <p>Praticamente terminadas as paredes de alvenaria no terceiro piso;</p> <p>Aproximadamente metade das paredes de alvenaria finalizadas no segundo piso;</p> <p>Início da colocação de reboco nas paredes de alvenaria da cobertura.</p>	
			Ensaio 3 – 1º piso
4	20/11	<p>Paredes de alvenaria terminadas no piso 0, piso 1, piso 3 e cobertura;</p> <p>Quase terminadas as paredes de alvenaria do segundo piso;</p> <p>Sistema isolamento térmico colocado em duas das quatro fachadas do edifício.</p>	
			Ensaio 4 – 1º piso

7.5.2. RESULTADOS DOS OBTIDOS DOS ENSAIOS

Na Tabela 7.5 são apresentados os resultados das frequências medidas nas direções x e y em cada ensaio realizado.

Tabela 7.5 Frequências medidas no Edifício B

	Frequência (Hz)	
	Direção x	Direção y
16/Out	2,93	2,93
23/Out	3,42	3,42
09/Nov	3,91	3,42
20/Nov	3,91	3,91

Na Figura 7.4 é apresentado um gráfico com os valores das frequências obtidas em cada ensaio em que é possível observar a evolução das mesmas.

Nota: os valores assinalados com a cor amarela indicam valores de frequências coincidentes nas duas direções.

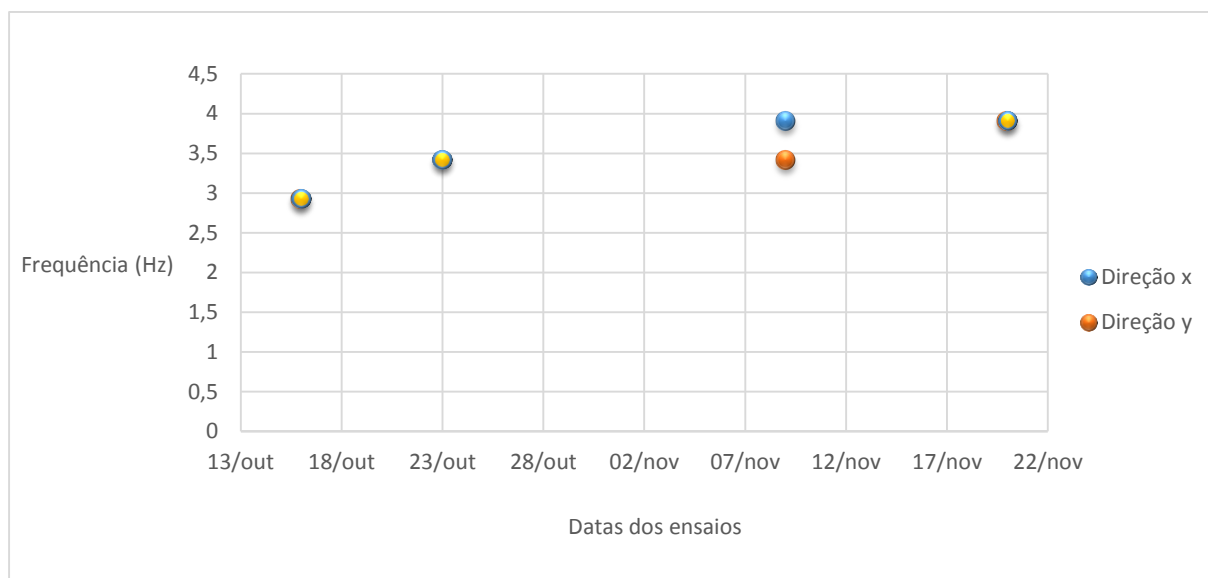


Figura 7.4 Valores das frequências obtidas em cada ensaio

7.5.3. ANÁLISE DOS RESULTADOS

Na Tabela 7.6 é apresentado um esquema que ilustra o avanço da construção da estrutura e das paredes de alvenaria. Para cada ensaio realizado são apresentadas as frequências obtidas, uma fotografia do edifício no dia da realização do ensaio e um esquema que relaciona o avanço da estrutura com o avanço das paredes de alvenaria de enchimento.

Nota: a altura da trama correspondente às paredes de alvenaria indica o avanço da construção das paredes em cada piso.

Tabela 7.6 Avanço na construção da estrutura e paredes de alvenaria

Ensaio	Frequência (Hz)	Fotografia	Ilustração
1	$f_x = 2,93 \text{ Hz}$ $f_y = 2,93 \text{ Hz}$		 <div style="display: flex; flex-direction: column; align-items: flex-end; margin-top: 10px;"> Cobertura piso 3 piso 2 piso 1 piso 0 </div>

2	$f_x = 3,42 \text{ Hz}$ $f_y = 3,42 \text{ Hz}$		
3	$f_x = 3,91 \text{ Hz}$ $f_y = 3,42 \text{ Hz}$		
4	$f_x = 3,91 \text{ Hz}$ $f_y = 3,91 \text{ Hz}$		

No dia em que o edifício começou a ser acompanhado, a estrutura já se encontrava terminada, pelo que as variações de rigidez ao longo deste período devem-se ao avanço na construção das paredes de alvenaria de enchimento em cada piso. Tal como seria de esperar, verificou-se uma tendência crescente das frequências medidas ao longo do período em que o edifício foi acompanhado, visto que não se verificou nenhuma variação significativa de massa e apenas foram construídas as paredes de alvenaria.

A análise destes resultados é complexa e a sua interpretação está sujeita a várias considerações e pressupostos, que serão validados mais tarde com modelos numéricos. Nos pontos seguintes são referidos alguns comentários sobre os resultados obtidos:

- Entre a realização do ensaio número 1 e do ensaio número 2 verificou-se um aumento das frequências medidas, quer na direção longitudinal quer na direção transversal. Esta

variação na rigidez do edifício esteve relacionada, provavelmente, com a conclusão da construção das paredes de alvenaria no piso 0 e o avanço nos pisos 1 e 3.

- Entre o ensaio número 2 e o ensaio número 3 existiu um aumento de frequência na direção transversal, enquanto a frequência na direção longitudinal se manteve constante. Este aumento deve-se sobretudo à conclusão das paredes de alvenaria em mais um piso, o piso número 1. Possivelmente, foram executadas, durante estes dois ensaios, um número significativo de paredes de alvenaria, que contribuam para o aumento da rigidez, na direção transversal, enquanto na direção longitudinal isso não aconteceu.
- Entre o ensaio número 3 e o ensaio número 4 verificou-se um aumento da frequência medida na direção longitudinal e na direção transversal a frequência manteve-se constante. Entre a realização destes dois ensaios foram concluídas as paredes de alvenaria no piso 3, enquanto no piso 2 as paredes de alvenaria estavam quase terminadas. Nesta data, apenas restava terminar a execução de alvenarias no piso 2.

7.6. CONCLUSÃO

Durante este capítulo foi apresentada uma campanha experimental que teve como principal objetivo estudar a evolução das frequências naturais de vibração ao longo da construção de dois edifícios na cidade do Porto. Um dos objetivos deste acompanhamento foi analisar a variação da rigidez de cada edifício com o avanço na construção das paredes de alvenaria de enchimento e esse objetivo foi conseguido.

O Edifício A foi acompanhado desde uma fase mais inicial da sua construção. Ao longo da campanha experimental era sabido que qualquer variação de rigidez do edifício podia estar relacionada com a variação da massa, com a sua altura ou com a inclusão das paredes de alvenaria de enchimento. Dependendo do avanço na construção, cada um destes fatores teve maior ou menor peso na variação das frequências medidas entre cada ensaio.

Os resultados das frequências obtidas no primeiro ensaio, realizado no dia 29 de Setembro de 2015, foram as frequências mais elevadas obtidas durante a campanha experimental neste edifício. Tal facto pode estar relacionado com a menor altura do edifício nesta fase. Nos ensaios seguintes existiu algum equilíbrio entre o contributo para o aumento da rigidez dado pela construção das paredes de alvenaria de enchimento e o contributo para a diminuição da rigidez proporcionado pelo aumento de massa do edifício. Desde o primeiro ensaio, realizado no dia 29 de Setembro de 2015, até ao último realizado existiu uma variação final de -0,49 Hz na direção transversal e de -1,47 Hz na direção longitudinal. Estes valores correspondem a uma variação de 17% na direção transversal e 38% na direção longitudinal

Quando se iniciou o acompanhamento do Edifício B, este já tinha a estrutura de betão armado finalizada, pelo que qualquer variação na rigidez do edifício estaria relacionada com a incorporação das paredes de alvenaria de enchimento.

Ao longo dos ensaios realizados as frequências naturais nas duas direções aumentaram, como seria de esperar. Desde o primeiro ensaio, realizado no dia 16 de Outubro de 2015, até ao último realizado existiu uma variação final de 0,98 Hz em cada direção. Estes valores correspondem a uma variação de 33% em cada direção.

Em ambos os edifícios ficou visível a importância que as paredes de alvenaria têm na rigidez dos edifícios. A influência que estes elementos têm na rigidez de uma estrutura parece ser quase tão grande como a sua altura ou a sua massa.

Os resultados obtidos nos ensaios realizados nos dois edifícios mostram que os painéis de alvenaria de enchimento têm uma influência significativa nas características dinâmicas dos edifícios, e possivelmente na configuração dos modos de vibração. Este facto é mais evidente no Edifício B.

8

MODELAÇÃO NUMÉRICA DA INFLUÊNCIA DAS PAREDES DE ALVENARIA NA RESPOSTA DOS EDIFÍCIOS: CASO DE ESTUDO

8.1. INTRODUÇÃO

Tal como foi referido no capítulo 3, o comportamento das paredes de alvenaria de enchimento, perante uma solicitação horizontal, pode ser simulado através de bielas diagonais equivalentes. Com a inclusão destes elementos nos modelos numéricos é possível contabilizar, de uma forma aproximada, o contributo ao nível da resistência e da rigidez que estes elementos têm na estrutura. Para estimar as propriedades geométricas das bielas foi utilizado o método de Al-Chaar.

Neste capítulo é apresentado um modelo numérico do Edifício A, descrito no capítulo 5. Este modelo teve como principal objetivos estimar o módulo de elasticidade das paredes de alvenaria exteriores do edifício, que são executadas em blocos de betão leve com agregados de argila expandida e estudar a influência das paredes de alvenaria de enchimento na rigidez do edifício e na configuração dos seus modos de vibração.

Toda a modelação numérica apresentada neste capítulo considera o comportamento linear elástico dos materiais e, por isso, não são exploradas quaisquer propriedades não lineares dos materiais.

Foram construídos dois tipos de modelos numéricos. O primeiro modelo numérico apresentado teve o objetivo de estudar a influência dos elementos de escoramento das lajes na rigidez da estrutura. O segundo modelo numérico foi construído com o objetivo de estimar o módulo de elasticidade das paredes exteriores de alvenaria de enchimento.

A calibração dos modelos numéricos foi conseguida através comparação entre as frequências experimentais, na direção longitudinal e transversal, e frequências naturais obtidas através das análises modais lineares.

Ao longo deste capítulo são apresentadas as propriedades dos materiais utilizados, as ações permanentes atuantes sobre a estrutura, as considerações adotadas no processo de modelação, é apresentado método de calibração de cada modelo, os resultados obtidos e algumas conclusões que estes possibilitam tirar.

8.2. MATERIAIS

Os materiais apresentados estão indicados nos documentos fornecidos do projeto, como cortes, alçados e fichas técnicas do projeto. As armaduras ordinárias são executadas em aço A500 NR e o betão é da

classe C25/30. Segundo o Eurocódigo 2 (2004), estes materiais apresentam as propriedades indicadas na Tabela 8.1 e na Tabela 8.2.

Tabela 8.1 Propriedades mecânicas do betão da classe C25/30

Betão				
Peso específico (kN/m ³)	f _{ck} (MPa)	f _{cd} (MPa)	f _{ctm} (MPa)	E _{cm} (GPa)
24	25	16,7	2,6	31

Tabela 8.2 Propriedades mecânicas do aço A500 NR

Aço			
Peso específico (kN/m ³)	f _{syk} (MPa)	f _{syd} (MPa)	E _s (GPa)
77	500	435	200

8.3. AÇÕES CONSIDERADAS

No modelo apenas foram consideradas as ações permanentes, que tinham influência na frequência natural de vibração da estrutura. As ações permanentes consideradas no modelo foram o peso próprio dos elementos estruturais e o peso das paredes interiores.

As lajes do edifício são aligeiradas com blocos de argila expandida, as paredes divisórias interiores são em tijolos vazados de argila e as paredes exteriores em blocos térmicos vazados de betão com agregados de argila expandida.

A grande parte das paredes divisórias interiores são executadas em panos duplos de tijolo com 11 cm de espessura, com isolamento térmico no interior. Para tentar chegar a um valor de carga que fosse o mais real possível, foi medido nas plantas do edifício o comprimento de paredes de alvenaria executadas em cada piso. Na contabilização do peso próprio destes elementos foi feita uma simplificação que consistiu em admitir que todas as paredes foram executadas em tijolo de 11 cm. O tijolo utilizado tem dimensões de 290×189×106 e cada unidade pesa 3,9 kg (Preceram, 2016).

Foram medidos 950 m lineares de alvenaria por cada piso, já considerando as paredes duplas. A carga total das paredes de alvenaria foi calculada da seguinte forma:

$$\text{Comprimento} = 950 \text{ m}$$

$$\text{Pé direito} = 2,5 \text{ m}$$

$$\text{Área total de paredes de alvenaria} = 950 \times 2,5 = 2375 \text{ m}^2/\text{piso}$$

$$\text{Número de tijolos} = \frac{2375}{0,29 \times 0,189} = 43\,331 \text{ tijolos/piso}$$

$$\text{Carga total} = \frac{3,9 \times 43\,331}{100} = 1690 \text{ kN/piso}$$

Para ser possível chegar a valor de carga por unidade de área, P , o valor do peso devido às paredes foi dividido pela área do piso subtraída das áreas de comunicação horizontal comum, em que não existem paredes divisórias.

$$P = \frac{1690}{667,1} = 2,53 \text{ kN/m}^2$$

Na Tabela 8.3 indicam-se todos os valores de todas as ações permanentes de um piso tipo.

Tabela 8.3 Valores de cálculo das ações consideradas

Elemento	Peso Próprio (kN/m^2)
Lajes aligeiradas	2,92
Lajes maciças	6,25
Paredes divisórias	2,53

O peso dos restantes elementos estruturais são calculados pelo programa de cálculo automático admitindo o peso específico do betão armado (24 kN/m^3).

O valor de sobrecarga é de difícil contabilização, mas esse valor não será significativo já que está associado aos trabalhadores e alguns equipamentos utilizados que se encontrem nos pisos.

8.4. VARIÁVEIS E CONSIDERAÇÕES ADMITIDAS NO PROCESSO DE MODELAÇÃO

Este modelo linear elástico foi construído com o objetivo de se realizarem várias análises modais para se conseguir criar um modelo numérico calibrado. Os modelos apresentados consideraram-se calibrados quando as frequências naturais obtidas pela análise modal se encontravam suficientemente próximas das obtidas experimentalmente.

Na criação do modelo numérico existiam 3 variáveis que seria necessário calibrar, sendo elas o módulo de elasticidade do betão, a influência dos prumos verticais utilizados para escorar as lajes na rigidez e o módulo de elasticidade das paredes de enchimento com contribuição significativa na rigidez da estrutura.

Foram criados 2 modelos numéricos, cada um deles correspondentes a uma fase construtiva do edifício. Foi construído o Modelo 1, que serviu para estudar a influência dos prumos verticais, e foi criado o Modelo 2, que serviu para ajustar o módulo de elasticidade das paredes de alvenaria. Os modelos numéricos foram construídos no *software Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2015*.

O erro associado ao módulo de elasticidade betão, em função do seu número de dias, é o mesmo erro associado às fórmulas presentes no Eurocódigo 2 (2004) que permitem estimar o módulo de elasticidade do betão antes de este atingir os 28 dias e, por isso, esta variável não foi calibrada através de um modelo numérico.

A variação do módulo de elasticidade no tempo pode ser estimada da seguinte forma:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0,3} \times E_{cm} \quad (8.1)$$

em que:

$E_{cm}(t)$ é o módulo de elasticidade do betão à idade t dias;

$f_{cm}(t)$ é o valor médio de tensão à rotura por compressão do betão à idade t dias;

E_{cm} é o módulo de elasticidade do betão aos 28 dias;

f_{cm} é o valor médio de tensão à rotura por compressão do betão aos 28 dias

A relação entre $f_{cm}(t)$ e f_{cm} pode ser obtida pela expressão:

$$\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} = \exp \left(s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0,5} \right] \right) \quad (8.2)$$

em que:

β_{cc} é um coeficiente que depende da idade do betão;

t é a idade do betão, em dias;

s é um coeficiente que depende do tipo de cimento.

8.5. MODELAÇÃO DO SISTEMA DE ESCORAMENTO DAS LAJES

Segundo a metodologia adotada pela empresa construtora, 20 dias após a laje ser betonada, eram removidas algumas escoras e ao fim dos 28 dias as escoras eram todas retiradas.

A melhor forma encontrada para considerar estes elementos foi adicionar ao modelo elementos verticais com a secção e propriedades mecânicas das escoras. Foram feitas algumas medições no local para analisar o espaçamento, em planta, entre escoras em cada uma destas duas fases.

Para a fase em que cada laje se encontra com o escoramento completo, cada escora tinha aproximadamente uma área de influência de $1,0 \times 1,5 \text{ m}^2$, enquanto na fase entre os 20 e os 28 dias a área afeta a cada escora era de $1,0 \times 3,0 \text{ m}^2$.

A Figura 8.1(a) e Figura 8.1b) seguintes estão esquematizadas as disposições das escoras em ambas as situações.

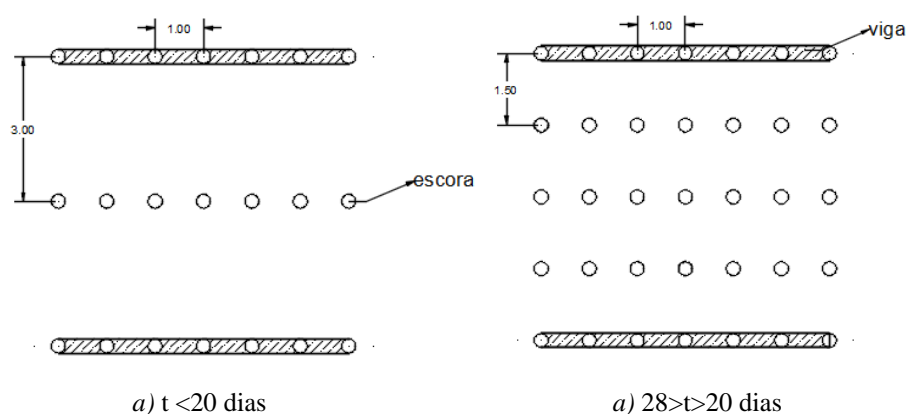


Figura 8.1 Disposição das escoras verticais para cada uma das fases

As escoras têm dois diâmetros diferentes ao longo do seu comprimento. Numa zona inferior, em que o diâmetro é maior, e uma zona superior, onde é menor. Na zona inferior o diâmetro da escora é de 40 mm, enquanto na zona superior é de 48 mm. A espessura da escora é de 2 mm. Para efeito de modelação, foi considerada uma secção com um diâmetro médio de 44 mm e uma espessura de 2 mm. O material constituinte de cada escora é o aço S235. Na Figura 8.2 encontra-se esquematizada a secção transversal de uma escora metálica com as características utilizadas nesta construção e na Figura 8.3 apresenta-se uma fotografia das escoras referidas.

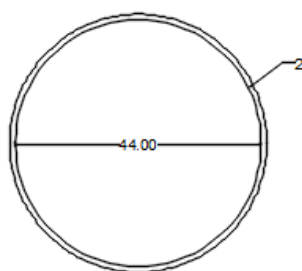


Figura 8.2 Geometria e dimensões, em mm, da secção transversal de uma escora metálica



Figura 8.3 Escoras utilizadas na construção do edifício

Para estudar a influência das escoras na rigidez da estrutura, construíram-se dois modelos numéricos, em que ambos correspondem ao estado do edifício no dia 29 de Setembro de 2015. A diferença entre estes modelos é que num deles considerou-se a existência de escoras e na outra não. Neste dia ainda não

tenham sido iniciadas quaisquer paredes de alvenaria pelo que a única variável a estudar seria apenas a rigidez do escoramento.

No dia 29 de Setembro a situação construtiva do edifício era a seguinte:

- Lajes das caves, rés-do-chão e primeiro piso betonadas e sem escoramento;
- Lajes do segundo e terceiro pisos betonadas e com o escoramento completo;
- Pilares e núcleos de rigidez do terceiro piso já betonados;
- Ainda sem quaisquer paredes de alvenaria executadas.

A Figura 8.4 ilustra a fase construtiva do edifício no dia em que foi realizado o ensaio de vibração ambiental.



Figura 8.4 Fachada nascente do edifício no dia 29 de Setembro de 2015

Nesta fase, nem todos os pilares tinham sido betonados há pelo menos 28 dias, pelo que o módulo de elasticidade dos pilares de cada piso foi ajustado pela Equação (8.1).

Na Tabela 8.4 apresentam-se a idade dos pilares, em t dias, de cada piso, em dias, e o seu módulo de elasticidade, em GPa

Tabela 8.4 Módulo de elasticidade calculado para os pilares de cada piso, em GPa

Piso	t (dias)	$E_{cm}(t)$
R/C	37	31,00
1º	30	31,00
2º	18	18,37
3º	7	7,14

As escoras foram modeladas para que apenas consigam resistir a esforços axiais. Isto porque a ligação destas aos restantes elementos não é rígida o suficiente para que se possa garantir que existe continuidade de rigidez.

Neste primeiro modelo as vigas, os pilares e as escoras foram modelados utilizando elementos de barras, enquanto as lajes e as paredes dos núcleos de rigidez foram modelados utilizando elementos de casca.

As escoras são ligadas às lajes através dos nós de elementos finitos de cada laje, tal como indica na Figura 8.5.

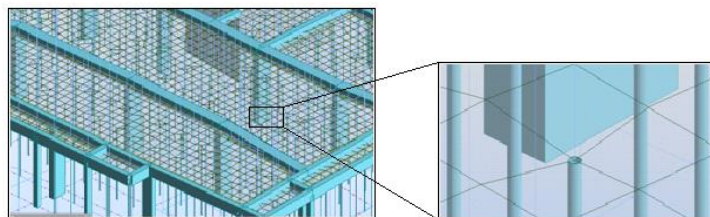


Figura 8.5 Detalhe da ligação entre uma escora e um nó da malha de elementos finitos

Na Figura 8.6 apresentam-se os dois modelos numéricos utilizados para estudar a influência das escoras metálicas na rigidez da estrutura.

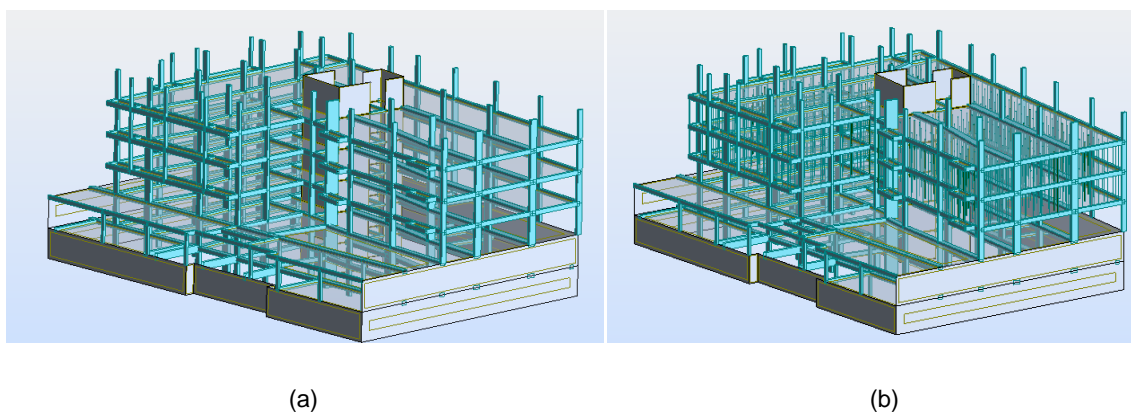


Figura 8.6 Modelo numérico, considerando (a) e não considerando (b) escoras verticais

O primeiro modo de vibração da estrutura, em ambos os modelos, é um modo de predominantemente de torção, o segundo modo é um modo de vibração segundo a direção x e o terceiro modo, segundo a direção y.

Na Tabela 8.5 são apresentados os resultados experimentais conseguidos através dos resultados de vibração ambiental e os resultados obtidos através do modelo numérico, não considerando a existência de escoras.

Tabela 8.5 Frequências obtidas numericamente e experimentalmente, em Hz.

	Considerando escoramento		Não considerando escoramento	
	Direção x	Direção y	Direção x	Direção y
Experimental	2,93	3,91	2,93	3,91
Numérico	2,69	3,67	2,7	3,68

A Figura 8.7 ilustra o aspeto e frequências dos três primeiros modos de vibração do edifício, não considerando a existências de escoras verticais.



Figura 8.7 Aspeto dos três primeiros modos de vibração do edifício

A Figura 8.8 ilustra o aspeto e frequências dos três primeiros modos de vibração do edifício, considerando a existências de escoras verticais.

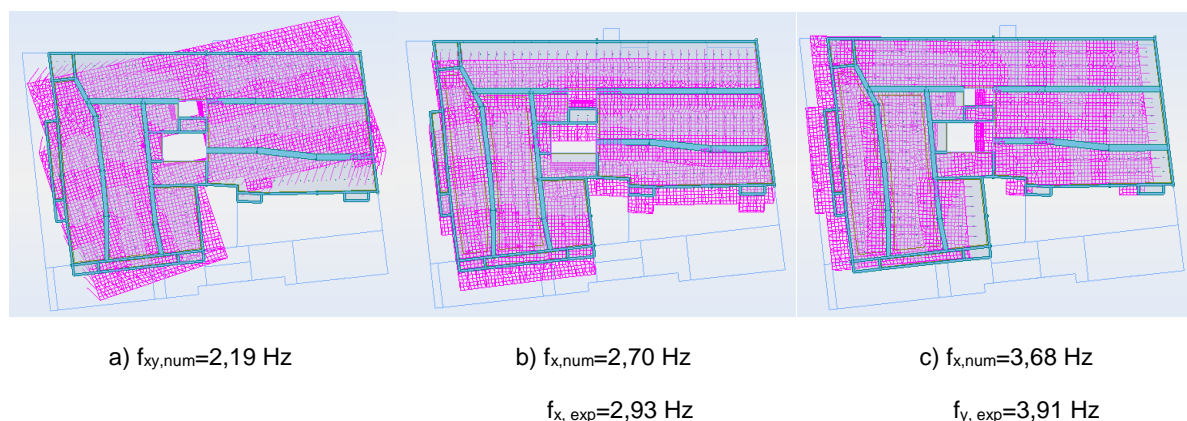


Figura 8.8 Aspeto dos três primeiros modos de vibração do edifício

Os resultados retirados dos modelos numéricos mostram que considerar ou não a existência de escoras, pouco influência a rigidez da estrutura. Esta conclusão pode ser retirada com base na baixa variação dos valores das frequências naturais de vibração obtidas. O contributo reduzido das escoras pode estar relacionado com dois fatores. Um deles está relacionado com o fato das escoras não garantirem continuidade de rigidez. O outro fator pode estar relacionado com a existência de elementos que dão um contributo de rigidez muito superior, como os pilares, a caixa de escadas e a caixa de elevadores, que possuem secções com uma inércia muito mais elevada.

8.6. MODELAÇÃO DA ESTRUTURA CONSIDERANDO OS PAINÉIS DE ALVENARIA DE ENCHIMENTO

Tal como foi indicado no capítulo 3, é possível simular, simplificadaamente, o comportamento das paredes de alvenaria, perante uma solicitação horizontal, através de bielas diagonais equivalentes.

Carvalhido (2009) desenvolveu um trabalho em que fez a modelação numérica de dois edifícios de betão armado preenchido com paredes de alvenaria de enchimento. Na modelação, considerou diferentes métodos simplificados desenvolvidos por autores já referenciados no capítulo 3. Os métodos estudados foram os seguintes: método de Stafford Smith & Carter, método de Mainstone, método de Al-Chaar, método de Smith & Riddington e o método de Priestley. Devido à falta de tempo para testar todos os métodos enunciados e tirar conclusões sobre qual deles produz melhores resultados, o método utilizado

neste modelo foi o método que melhores resultados produziu no trabalho de Carvalhido (2009), o método de Al-Chaar.

Na fase construtiva do edifício que o modelo pretende representar, este ainda não possuía todas as suas paredes de alvenaria de enchimento concluídas. No capítulo 7 é descrito o ponto da situação de desenvolvimento do edifício em todas as datas em que foram realizados os ensaios de vibração ambiental.

Este modelo apresentado, que tem o objetivo de calibrar as propriedades das paredes, corresponde à fase construtiva do edifício no dia 20 de novembro de 2015.

No dia 20 de Novembro a situação do edifício era a seguinte:

- Todas as lajes betonadas;
- Todas as paredes de alvenaria terminadas até ao 3º piso;
- No 4º piso, todas as alvenarias exteriores e cerca de metade das interiores executadas;
- No 5º piso apenas as alvenarias exteriores estavam concluídas;
- O 6º piso ainda não tinha qualquer parede iniciada.

A Figura 8.9 ilustra a fase construtiva do edifício no dia em que foi realizado o ensaio de vibração ambiental e a Figura 8.10 ilustra o avanço construtivo da estrutura e das paredes de alvenaria desde o piso de rés-do-chão até à cobertura.



Figura 8.9 Fachada Norte e fachada Poente do edifício no dia 20 de Novembro de 2015

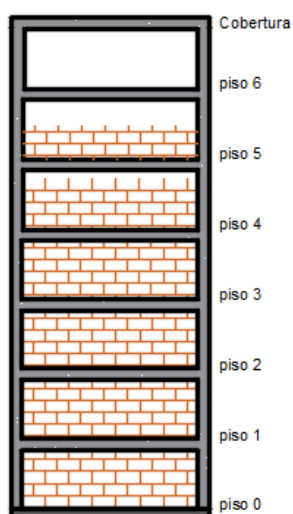


Figura 8.10 Ilustração esquemática sobre o avanço da construção das alvenarias em cada piso

Na Figura 8.11 é apresentado o modelo numérico do edifício, considerando o efeito das paredes de alvenaria de enchimento. As bielas equivalentes, utilizadas para simular o efeito das paredes de alvenaria, estão representadas com a cor castanha. No dia 20 de Novembro de 2015, apenas tinham sido colocadas as paredes de alvenaria de enchimento até ao 5º piso.

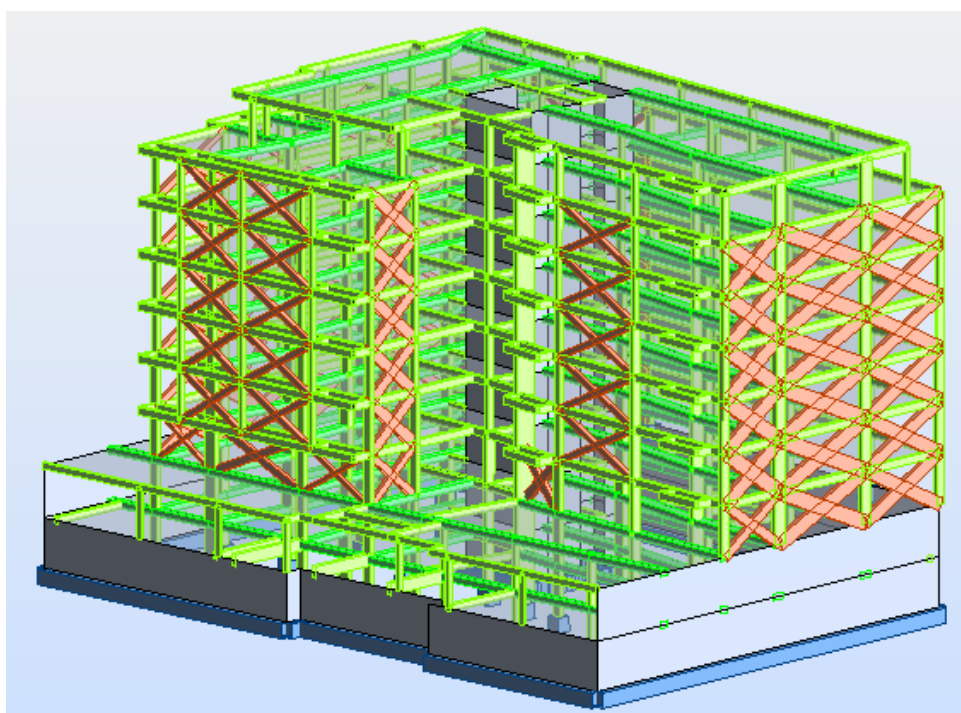


Figura 8.11 Modelo do edifício incorporando as bielas equivalentes

A Tabela 8.6 apresenta os valores das frequências obtidas nos ensaios, em Hz, para cada uma das direções x e y.

Tabela 8.6 Frequências experimentais, em Hz

Direção	
x	y
2,44	2,44

Recorde-se que na realização do ensaio de vibração ambiental de que resultaram as frequências apresentadas apenas foi utilizado um único sismógrafo triaxial. Para que fosse possível conhecer a configuração dos modos de vibração da estrutura, era necessário que se tivesse utilizado vários sismógrafos. Assim, seria possível calcular a função de coerência entre dois sinais.

Esta função traduz, no domínio da frequência, a linearidade entre dois sinais. O valor desta função varia entre 0 e 1. Para valores de coerência próximos de 1, existe uma grande coerência e uma forte relação de linearidade entre os dois sinais.

Neste modelo numérico as vigas e os pilares foram consideradas através de elementos de barra, enquanto as lajes foram modeladas considerando diafragmas semirrígidos. Estes diafragmas têm rigidez infinita no plano e possuem três graus de liberdade não restringidos, sendo eles: translação segundo a direção x, translação segundo a direção y e rotação em torno de do eixo z (Figura 8.12).

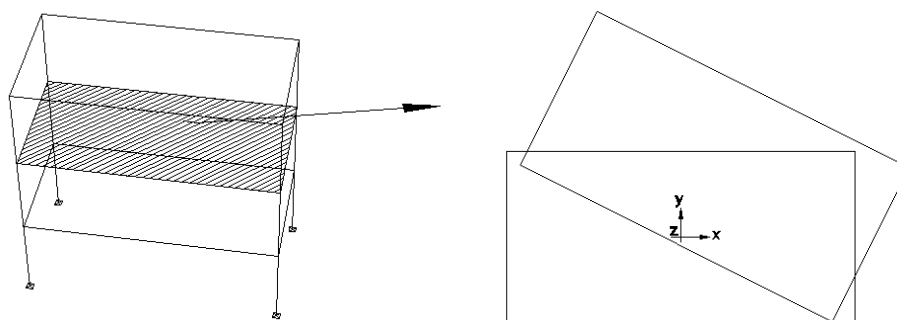


Figura 8.12 Modelo de 3 graus de liberdade por piso

A utilização de diafragmas com estas características na modelação das lajes traz várias vantagens, como por exemplo: a diminuição dos graus de liberdade por piso (três por piso), a consideração do comportamento 3D da estrutura, maior rapidez do ponto de vista computacional, maior facilidade em analisar e controlar os resultados obtidos.

No dia em que este ensaio foi realizado, já todos os pilares tinham uma idade igual ou superior a 28 dias, pelo que o módulo de elasticidade considerado para estes elementos foi igual ao que o Eurocódigo 2 indica para um betão da classe C25/30, 31 GPa.

Neste modelo apenas foram consideradas as paredes exteriores, porque existe um grande número de paredes interiores que não se encontram completamente confinadas e, por isso, o seu contributo para o aumento da rigidez da estrutura não será muito relevante. Além disto, o material constituinte das paredes interiores é diferente daquele que compõem as exteriores, o que tornaria ainda mais difícil calibrar este modelo.

Tal como já foi indicado no capítulo 5, as paredes exteriores são compostas por blocos térmicos de betão leve com agregados de argila expandida, com furações verticais, do modelo BLOCO TÉRMICO

proETICS da empresa Artebel com 25 cm de espessura. Estes blocos têm aproximadamente 50% de área de vazios.



Figura 8.13 Bloco térmico proETCIS da empresa ARTEBEL (Artebel, 2016)

Uma vez que a frequência do edifício depende das propriedades mecânicas e geométricas das bielas equivalentes adotadas para simular o comportamento das paredes de alvenaria, a calibração do modelo numérico foi conseguida através da variação do módulo de elasticidade do material, que por sua vez influencia as características geométricas das bielas equivalentes. Sendo, $w = \alpha \times d$ em que w é a largura da biela equivalente, d o seu comprimento e α um fator que considera as características geométrica e materiais da biela. Para cada valor do módulo de elasticidade do material testado, foi obtido um valor diferente de α e de w .

Na Tabela 8.7 são apresentados os valores da frequência do primeiro modo de vibração em cada direção, obtidos através do modelo numérico, para cada um dos valores do módulo de elasticidade testados. O valor de α apresentado foi obtido pela média do valor de α de cada parede considerada no modelo.

Tabela 8.7 Valores do primeiro modo de vibração			
E (Gpa)	α	Direção x (Hz)	Direção y (Hz)
3	0,123	2,18	2,55
5	0,117	2,29	2,58
7	0,113	2,42	2,65
10	0,109	2,60	2,79

A Figura 8.14 e a Figura 8.15 apresentam a variação dos resultados obtidos para cada um dos módulos de elasticidade testados. A reta assinalada em cada um dos gráficos assinala o valor experimental de cada frequência, em cada uma das direções x e y.

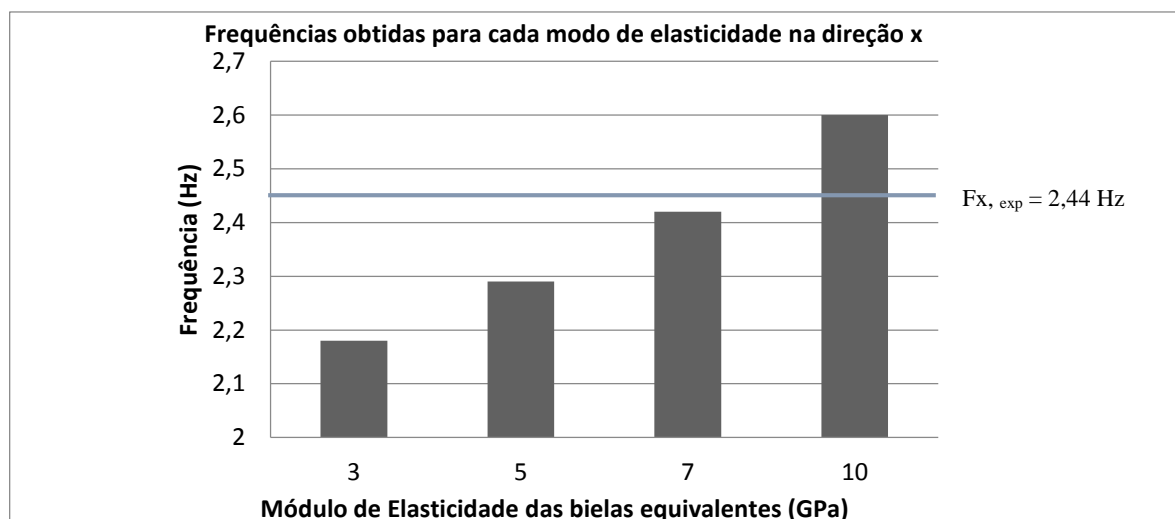


Figura 8.14 Comparação entre resultados numéricos e experimentais segundo a direção x

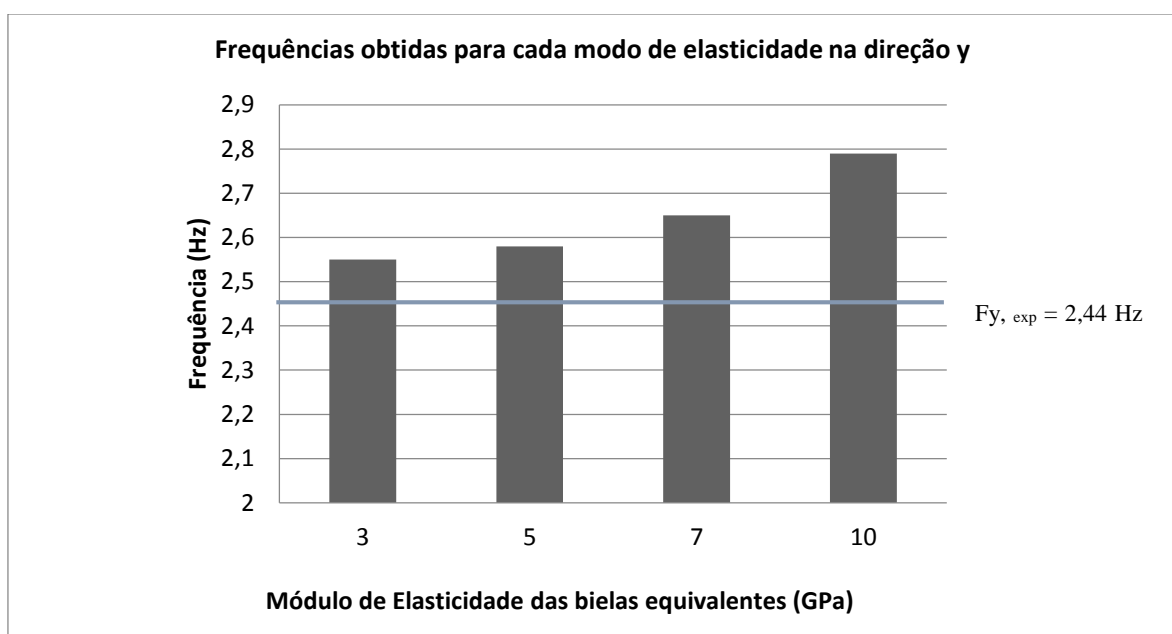


Figura 8.15 Comparação entre resultados numéricos e experimentais segundo a direção y

Como indica Carvalhido (2009), segundo estudos desenvolvidos no LNEC, foi possível concluir que para pórticos isolados preenchidos com paredes de alvenaria de tijolo, sujeitos a compressão diagonal, o módulo de elasticidade da alvenaria, numa situação de compressão diagonal, estaria entre os valores de 5 GPa e 8 GPa.

O erro associado aos valores obtidos numericamente podem estar relacionado com o facto do método utilizado para simular as paredes de alvenaria ser um método simplificado e devido à presença de paredes interiores que se encontrem confinadas e tenham algum contributo para aumentar a rigidez da estrutura e não tenham sido consideradas no modelo, sendo por isso um intervalo adequado e que engloba as incertezas associadas às propriedades dos materiais e execução.

A Figura 8.16 mostra a configuração dos dois primeiros modos de vibração do edifício, dominantes nas direções x e y, considerando um valor de 7GPa para o módulo de elasticidade das paredes de alvenaria consideradas no modelo.

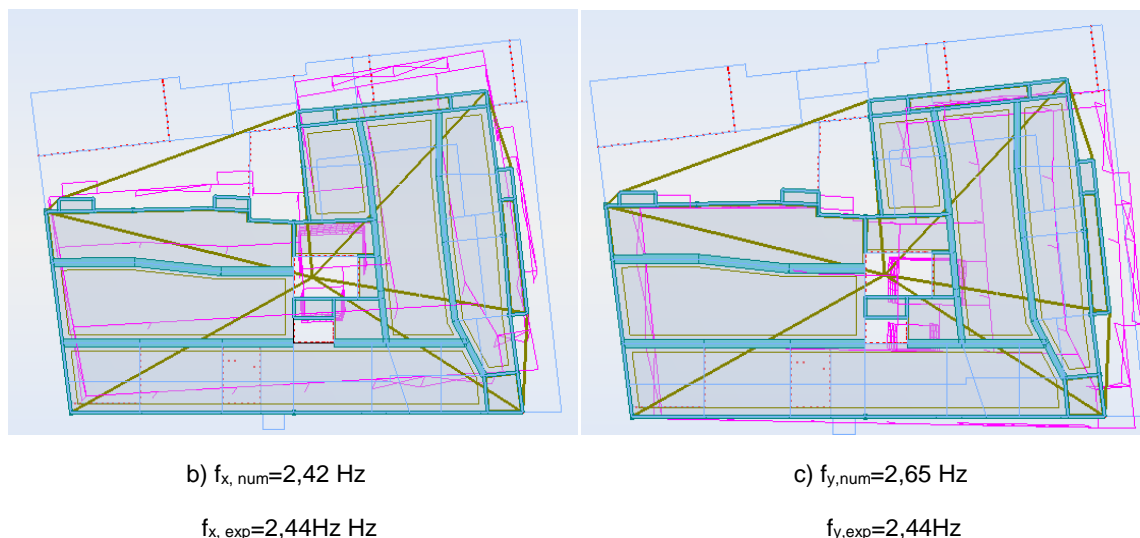


Figura 8.16 Aspeto dos dois primeiros modos de vibração do edifício

Apesar destes dois primeiros modos de vibração serem predominantes nas direções x e y, é possível observar que ambos têm uma componente de torção.

Utilizando o mesmo modelo numérico, realizou-se ainda uma análise modal sem considerar a existência de quaisquer paredes de alvenaria e obtiveram-se os seguintes valores para as três primeiras frequências naturais de vibração, como indica na Figura 8.17. Nesta análise apenas foram retiradas as bielas que simulam o comportamento das paredes de alvenaria. A carga distribuída correspondente às paredes foi mantida. Um dos objetivos desta análise é comparar a metodologia utilizada de forma corrente pelos projetistas, em que não se considera o contributo de rigidez oferecido pelas paredes, e a metodologia apresentada neste capítulo.

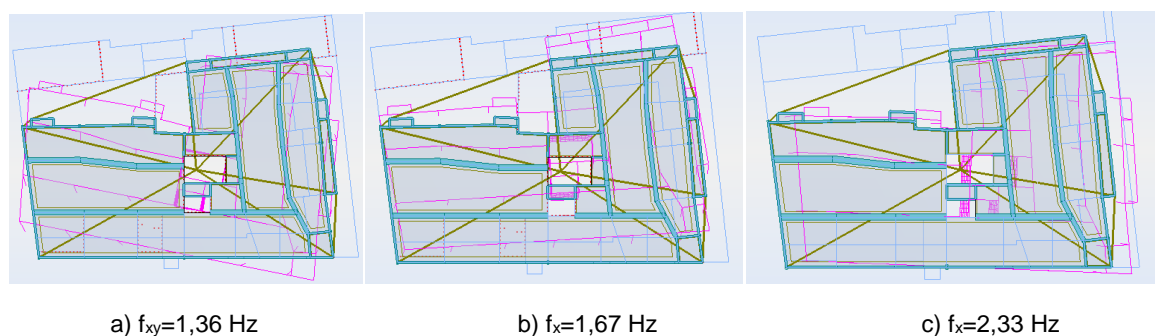


Figura 8.17 Aspeto dos dois primeiros modos de vibração do edifício não considerando a existência de paredes de alvenaria

É possível observar que as frequências naturais de vibração de cada modo baixam significativamente. Outro aspeto que pode ser analisado é o facto do primeiro modo de vibração ser predominantemente de torção.

8.7. CONCLUSÃO

Durante este capítulo foi exposta a metodologia adotada para se obter um modelo numérico que permitisse atingir um módulo de elasticidade aproximado das paredes exteriores, executadas em blocos de betão com agregados de argila expandida do Edifício A.

Antes de se estimar o módulo de elasticidade das paredes exteriores, foi necessário estudar a influência que os elementos de escoramento tinham no aumento da rigidez da estrutura. Para isso foi criado um modelo que caracteriza-se o edifício numa fase construtiva em que ainda não tivessem sido executadas quaisquer paredes de alvenaria, caso contrário seria necessário calibrar duas variáveis em simultâneo.

Para analisar a variação de rigidez da estrutura foram criados dois modelos numéricos, um deles em que as lajes do edifício se encontravam escoradas, enquanto no outro não existiam escoras. Verificou-se que a presença destes elementos, com as características com que foram considerados, quase não alteravam a rigidez da estrutura. Através de análises modais lineares obtiveram-se a partir dos dois modelos numéricos as suas frequências naturais. Para o caso em que as lajes do edifício não se encontravam escoradas obteve-se, para o primeiro modo de vibração segundo a direção x, uma frequência de 2,69 Hz e segundo a direção y de 2,67 Hz, por outro lado na situação em que as lajes se encontravam escoradas obteve-se, para o primeiro modo de vibração segundo a direção x, uma frequência de 2,70 Hz e segundo a direção y de 2,68 Hz. Depois de analisado e concluído este aspeto, construiu-se um modelo numérico que caracteriza-se o edifício numa fase em que já encontravam executadas um número considerável de paredes de alvenaria, para assim estudar a sua influência na resposta da estrutura.

A calibração do modelo numérico foi conseguida através da variação do módulo de elasticidade das paredes de alvenaria. Foram testados os valores de 3 GPa, 5 GPa, 7 GPa e 10 GPa. Verificou-se que o valor que produzia valores mais próximos dos obtidos experimentalmente foram conseguidos com o valor de 7 GPa. Para este valor obteve-se uma frequência de vibração natural segundo a direção x de 2,42 Hz, enquanto para a direção y obteve-se uma frequência de 2,65 Hz. O valor obtido experimentalmente e que serviu de referência para calibrar o modelo numérico foi de 2,44 Hz nas duas direções. A diferença entre os valores numéricos e experimentais deve-se ao facto de apenas terem sido consideradas no modelo as paredes exteriores, podendo existir paredes interiores que contribuíam para o aumento da rigidez da estrutura, e ainda devido ao facto de se ter utilizado o método das bielas equivalentes, que é um método simplificado, para simular as paredes de alvenaria confinadas pelos elementos estruturais.

Por fim, utilizou-se o mesmo modelo numérico em que foram consideradas as paredes de alvenaria e realizou-se uma análise linear modal em que não existiam paredes de alvenaria no modelo. Os resultados das frequências naturais de vibração baixaram significativamente e, segundo os resultados obtidos pelo modelo numérico, o primeiro modo do edifício é predominantemente de torção. As frequências naturais obtidas, associadas aos três primeiros modos de vibração, foram de 1,36 Hz, 1,67 Hz e 2,33 Hz. O primeiro modo predominantemente de torção, como já foi referido, o segundo modo segundo a direção x e o segundo modo segundo a direção y.

Apesar de não existirem resultados experimentais que permitam validar estes valores obtidos numericamente, é perceptível a variação dos resultados obtidos tendo em consideração, ou não, o efeito das paredes de alvenaria.

9

CONSIDERAÇÕES FINAIS E POSSÍVEIS TRABALHOS FUTUROS

9.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo pretende-se resumir o trabalho desenvolvido ao longo desta dissertação e apresentar as conclusões mais importantes, considerando os objetivos iniciais.

São ainda propostos alguns trabalhos a serem desenvolvidos no seguimento deste, pois o tema abordado nesta dissertação ainda se encontra pouco explorado e merece todo o relevo.

9.2. CONCLUSÃO FINAL

O objetivo da presente dissertação é avaliar estudar a influência das paredes de alvenaria de enchimento na resposta a uma ação horizontal, como é a ação sísmica.

Inicialmente foram exibidos alguns exemplos de danos e modos de rotura verificados em edifícios de betão armado de regiões afetadas por ações sísmicas associados à presença de paredes de alvenaria de enchimento. Muitos dos exemplos de colapsos de edifícios apresentados estão associados a irregularidades, quer em altura, quer em planta, na disposição das paredes de alvenaria de enchimento. Estas irregularidades assumem grande importância porque provocam grandes concentrações de tensões nas zonas de descontinuidade, o que leva a que os elementos horizontais sejam solicitados por valores de ações muito superiores aos quais para que foram inicialmente dimensionados.

De seguida foi apresentado um capítulo de estado de arte em que se aborda a influência das paredes de alvenaria de enchimento na resposta de edifícios face a ações horizontais, as diferentes formas de interação entre o painel de enchimento e o pórtico, diferentes modos de rotura associados à presença de paredes de alvenaria de enchimento e processos de modelação numérica destes elementos.

No capítulo aborda-se a importância dos ensaios de vibração ambiental na identificação dinâmica de estruturas de engenharia civil, métodos de ensaio, equipamentos utilizados e erros associados à realização desses ensaios. São ainda apresentados métodos de identificação modal estocástica e métodos de análise quer no domínio da frequência, quer no domínio do tempo.

No capítulo seguinte foram apresentados os dois edifícios em que foram realizados todos os ensaios de identificação dinâmica, quer em paredes de alvenaria de enchimento, quer em edifícios.

Os resultados obtidos na campanha experimental de identificação dinâmica de paredes de alvenaria de enchimento mostraram-se difíceis de interpretar, fruto da variação dos valores obtidos. Contudo, foi possível analisar a diminuição de rigidez provocada pela existência de aberturas ou de bordos livres.

Uma das razões indicadas para que a variação de resultados obtidos nos ensaios tenha sido tão elevada pode ser a falta de controlo de qualidade e a existência de erros associados à execução das paredes, como por exemplo as dimensões ou a falta de preenchimento das juntas horizontais, verticais e das que fazem a ligação aos elementos do pórtico.

Os resultados obtidos na campanha experimental de identificação dinâmica realizada em dois edifícios de betão armado apresentaram-se mais objetivos. Esta campanha teve o objetivo de estudar a variação da rigidez dos edifícios ao longo do seu processo construtivo, com especial atenção para as variações de rigidez provocadas pela inclusão das paredes de alvenaria de enchimento nos edifícios.

O Edifício A foi acompanhado desde uma fase mais inicial da sua construção e foi possível realizar um maior número de ensaios. Inicialmente, as frequências registaram uma tendência decrescente, numa fase em que a massa e a altura do edifício aumentaram significativamente e ainda não existia um número suficiente de paredes de alvenaria de enchimento capaz de contrariar essa diminuição de rigidez. Porém quando o número de paredes de alvenaria concluídas aumentou, existiu uma estabilização das frequências obtidas e mais tarde um aumento destas.

Na fase em que o Edifício B começou a ser acompanhado, já a estrutura estava concluída, faltando apenas incorporar os painéis de alvenaria. Seria de esperar um aumento contínuo de rigidez à medida que fossem construídas as paredes e realizados os ensaios, e foi isso que aconteceu.

Em ambos os casos ficou visível a importância que as paredes de alvenaria de enchimento têm na rigidez dos edifícios. Este facto ficou mais perceptível no exemplo do Edifício B.

No capítulo 8 foi construído um modelo numérico do Edifício A que teve como objetivo estudar a influência das paredes de alvenaria na rigidez do edifício. As análises realizadas indicam a importância que os painéis de enchimento têm não só na rigidez do edifício, como também na configuração dos seus modos de vibração. Ainda assim, foi possível concluir que é necessário uma grande variação das características mecânicas das paredes, como por exemplo o módulo de elasticidade, para que exista uma variação significativa na rigidez da estrutura.

9.3. TRABALHOS FUTUROS

Neste trabalho pretendeu-se estudar a influência da presença de paredes de alvenaria de enchimento na resposta dos edifícios de betão armado sujeitos a solicitações horizontais. Ainda estão muitas dúvidas por esclarecer dentro desta temática, como por exemplo no que toca à interação entre o painel de alvenaria e o pórtico, comportamento e características mecânicas das paredes, influência das aberturas, condições de fronteira, rigidez para fora do plano, e muitas outras.

Tal como foi referido durante a dissertação, houve uma grande dificuldade em interpretar e retirar conclusões dos valores experimentais obtidos, muito devido à falta de valores indicativos obtidos anteriormente.

São agora propostos alguns trabalhos futuros:

- Realizar ensaios de identificação dinâmica em paredes de alvenaria de enchimento e sujeitar a comparações com os resultados apresentados no capítulo 6;
- Realizar campanhas experimentais de acompanhamento da construção de edifícios de betão armado com paredes de alvenaria de enchimento de modo a estudar a influência que estas paredes provocam no edifício;

- Realizar ensaios de caracterização mecânica de muretes de blocos representados na modelação numérica do Edifício B por forma a validar as conclusões retiradas.

Os trabalhos futuros apresentados têm o objetivo de alargar conhecimentos sobre o tema abordado nesta dissertação espera-se que este trabalho sirva de apoio a trabalhos futuros.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AL-CHAAR, G. (2002) - *Evaluating strength and stiffness of unreinforced masonry infill structures*. US Army Corps of Engineers, Engineer Research and Development Center, Construction Engineering Research Laboratory. Champaign, IL:
- ALINOURI, H; DANESH, F. A; KHAZAEI, H (2011) - *Seismic design of special moment-resisting steel frame with prevention of soft-storey mechanism failure*. The Structural Design of Tall and Special Buildings. 876-886.
- ANDREA, L.; FABRIZIO, M.; PAOLO, B. (2014) - *Floor Response Spectra for Bare and Infilled Reinforced Concrete Frames*. Journal of Earthquake Engineering. 18:7. 1060-1082.
- ARTEBEL (2016) -. [Consult. Disponível em WWW: <URL: http://www.artebel.pt/index.php/produtos/blocos_termicos/termicoproetics>.
- ASTERIS, P. G.; ANTONIOU, S. T.; SOPHIANOPOULOS, D. S.; CHRYSOSTOMOU, C. Z. (2011) - *Mathematical Macromodeling of Infilled Frames: State of the Art*. Journal of structural engineering. 137:12. 1508-1517.
- BARNAURE, M.; STOICA, D. (2015) - *Analysis Of Masonry Infilled RC Frame Structures Under Lateral Loading*. Mathematical Modelling in Civil Engineering. 11:1.
- BENAVENT-CLIMENT, A.; ESCOBEDO, A.; DONAIRE-AVILA, J.; OLIVER-SAIZ, E.; RAMÍREZ-MÁRQUEZ, A. L. (2014) - *Assessment of expected damage on buildings subjected to Lorca earthquake through an energy-based seismic index method and nonlinear dynamic response analyses*. Bulletin of Earthquake Engineering. 12:5. 2049-2073.
- BENDAT, J. S.; PIERSOL, A. G. (1980) - *Engineering applications of correlation and spectral analysis*. New York: Wiley.
- BENTO, R.; AZEVEDO, J. (2000) - Behaviour coefficient assessment for soft storey structures. In *Proceedings of the twelfth world conference on earthquake engineering, Auckland, New Zealand*. 2000.
- BRAGA, F.; GIGLIOTTI, R.; MONTI, G.; MORELLI, F.; NUTI, C.; SALVATORE, W.; VANZI, I. (2015) - *Post-seismic assessment of existing constructions: evaluation of the shakemaps for identifying exclusion zones in Emilia*. Earthquakes and structures. 8:1. 37-56.
- BRANDO, G.; Rapone, D.; Spacone, E.; Barbosa, A.; Olsen, M. J.; Gillinis, D. T.; Soti, R.; Varum, H.; Arêde, A.; Vila-Pouca, N.; Furtado, A.; Oliveira, J.; Rodrigues, H.; Stavridis, A.; Bose, S.; Faggella, M.; Gigliotti, R.; Wood, R. L. (2015) - Reconnaissance report on the 2015 Gorkha earthquake effects in Nepal. In *Anidis 2015 - XVI Conference*. L'Aquila, Italy: 2015.
- BRINCKER, R.; VENTURA, C. E.; ANDERSEN, P. (2001) - Damping estimation by frequency domain decomposition. In *Proceedings of IMAC-XIX: A Conference on Structural Dynamics, February 5, 2001 - February 8, 2001*. Kissimmee, FL, United states: 2001. Society for Experimental Mechanics Inc. p. 698-703.
- BRINCKER, R.; ZHANG, L.; ANDERSEN, P. (2000) - Modal identification from ambient responses using frequency domain decomposition. In *Proceedings of the International Modal Analysis Conference*. San Antonio, Texas, USA: 2000. p. 625-630.
- CAETANO, E; MAGALHÃES, F; CUNHA, A (2010) - *Novas perspectivas na análise do comportamento dinâmico de estruturas*. Revista da Associação Portuguesa de Análise Experimental de Tensões. 18: 23-34.

- CAETANO, E. S. (1992) - *Identificação experimental de parâmetros dinâmicos em sistemas estruturais*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- ÇAGATAY, I. H. (2005) - *Failure of an industrial building during a recent earthquake in Turkey*. Engineering failure analysis. 12:4. 497-507.
- CARVALHIDO, A. (2009) - *Avaliação experimental e numérica da influência dos painéis de enchimento de alvenaria de tijolo na rigidez e resposta sísmica de estruturas de betão armado*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- CRISAFULLI, F. J.; Carr, A. J. (2007) - *Proposed macro-model for the analysis of infilled frame structures*. Bulletin of the New Zealand Society for Earthquake Engineering. 40:2. 69-77.
- CUNHA, Á. (1990) - *Dinâmica estrutural estocástica : aplicações à engenharia sísmica*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- DIAS, J. (2000) - *Geologia Ambiental - Sismologia: Sismógrafos e Sismogramas*. [Consult. December 28, 2015]. Disponível em WWW: <URL: http://w3.ualg.pt/~jdias/GEOLAMB/GA5_Sismos/52_Sismologia/5205_Sismografos.html>.
- ESTEVAO, J. ; OLIVEIRA, C. (2015) - A new analysis method for structural failure evaluation. In *5as Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas*. 2015. p. 573-584.
- FARDIS, M. N. (2009) - *Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode 8*. Dordrecht: Springer.
- FELBER, A. J. (1994) - *Development of a hybrid bridge evaluation system*. Vancouver: University of British Columbia.
- FERNANDES, J. (2014) - *Avaliação das características dinâmicas de estruturas existentes*. Aveiro: Universidade de Aveiro.
- FERREIRA, R.; SENA-CRUZ, J.; CASTRO, F.; ABREU, M.; CARNEIRO, L.; CASTRO, F. (2011) - Caracterização do betão da Ponte Luiz Bandeira em Sejães. In *2º Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes*. Coimbra: 2011.
- FURTADO, A.; AREDE, A.; VARUM, H.; RODRIGUES, H. (2015) - *Simplified macro-model for infill masonry walls considering the out-of-plane behaviour*. Earthquake Engineering and Structural Dynamics.
- GENTILE, C.; SAISI, A. (2007) - *Ambient vibration testing of historic masonry towers for structural identification and damage assessment*. Construction and Building Materials. 21:6. 1311-1321.
- GEOSIG (2016a) -. [Consult. 15 Janeiro, 2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.geosig.com/GMS-NetQuakes-Recorder-id10319.html>>.
- GEOSIG (2016b) -. [Consult. 15 Janeiro, 2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.geosig.com/GSR-18-id10363.html>>.
- GHOBARAH, A.; SAATCIOGLU, M.; NISTOR, I.; ELSEVIER, S. C. I. (2006) - *The impact of the 26 December 2004 earthquake and tsunami on structures and infrastructure*. Engineering Structures. 28:2. 312-326.
- GRAZIANI, L.; BERNARDINI, F.; CASTELLANO, C.; DEL MESE, S.; ERCOLANI, E.; ROSSI, A.; TERTULLIANI, A.; VECCHI, M. (2015) - *The 2012 Emilia (Northern Italy) earthquake sequence: an attempt of historical reading*. Journal of Seismology. 19:2. 371-387. Disponível em WWW: <URL: <http://dx.doi.org/10.1007/s10950-014-9471-y>>. ISSN 1383-4649.

- GUIDOBONI, E.; VALENSISE, G. (2015) - *On the complexity of earthquake sequences: a historical seismology perspective based on the L'Aquila seismicity (Abruzzo, Central Italy)*. Earthquakes and structures. 8:1. 153-184.
- HERMANN, L.; FRAILE, A.; ALARCÓN, E.; ÁLVAREZ, R. (2014) - *Performance of buildings with masonry infill walls during the 2011 Lorca earthquake*. Bull Earthquake Eng Bulletin of Earthquake Engineering : Official Publication of the European Association for Earthquake Engineering. 12:5.
- INDIRLI, M.; S. KOURIS, L.; FORMISANO, A.; BORG, R.; MAZZOLANI, F. (2013) - *Seismic Damage Assessment of Unreinforced Masonry Structures After The Abruzzo 2009 Earthquake: The Case Study of the Historical Centers of L'Aquila and Castelvechio Subequo*. International Journal of Architectural Heritage. 7:5. 536-578.
- INSTRUMENTS, National (2016) -. [Consult. 24 Janeiro, 2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://sine.ni.com/nips/cds/view/p/lang/pt/nid/208802>>.
- JAYAGURU, C.; SUBRAMANIAN, K. (2012) - *Retrofit of RC frames with captive-column defects*. KSCE Journal of Civil Engineering. 16:7. 1202-1208.
- JIA, J.; SONG, N.; XU, Z.; HE, Z.; BAI, Y. (2015) - *Structural damage distribution induced by Wenchuan Earthquake on 12th May, 2008*. Earthquakes and Structures Earthquakes and Structures. 9:1. 93-109.
- KAPPOS, A. ; ELLUL, F. (2000) - *Seismic design and performance assessment of masonry infilled RC frames*. In *Proceedings of the 12th world conference on earthquake engineering, paper*. 2000.
- KORKMAZ, S. (2015) - *Observations on the Van Earthquake and Structural Failures*. Journal of performance of constructed facilities. 29:1.
- LIN, L.; ASHKENAZI, I.; DORN, B. C.; SAVOIA, E. (2014) - *The public health system response to the 2008 Sichuan province earthquake: a literature review and interviews*. Disasters. 38:4. 753-73.
- LOPES, V. (2009) - *Identificação mecânica e avaliação do comportamento sísmico de chaminés em alvenaria*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- LOURENÇO, P. (1996) - *Computational strategies for masonry structures*. Delft University Press.
- MAGALHÃES, F. (2004) - *Identificação modal estocástica para validação experimental de modelos numéricos*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- MAGARPATIL H., Jangid R. (2013) - *Seismic vulnerability assessment of steel moment resisting frame due to infill masonry wall, variation in column size and horizontal buckling restrained braces*. International Journal of Civil and Environmental Engineering. 2:3. 20-27.
- MAINSTONE, R. (1971) - *Summary of paper 7360. On the stiffness and strengths of infilled frames*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 49:2 230.
- MELE, E.; De Luca, A.; Giordano, A. (2003) - *Modelling and analysis of a basilica under earthquake loading*. Journal of Cultural Heritage. 4:4. 355.
- MILHEIRO, J. (2008) - *Estudo numérico da influência de painéis de enchimento de alvenaria de tijolo no comportamento sísmico de estruturas porticadas existentes de betão armado*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- MILHEIRO, J.; AREDE, A.; RODRIGUES, H. (2015) - *Evaluation of the contribution of masonry infill panels on the seismic behaviour of two existing reinforced concrete buildings*. KSCE Journal of Civil Engineering.

- MOHAMMADI, M.; NIKFAR, F. (2013) - *Strength and Stiffness of Masonry-Infilled Frames with Central Openings Based on Experimental Results*. Journal of structural engineering. 139:6. 974-984.
- MONDAL, G. (2014) - *Effects of vertical irregularity and thickness of unreinforced masonry infill on the robustness of RC framed buildings*. Earthquake engineering & structural dynamics. 43:2. 205-223.
- MONTUORI, R.; MUSCATI, R. (2015) - *Plastic design of seismic resistant reinforced concrete frame*. Earthquakes and Structures. 8:1. 205-224.
- NEVES, N. (2014) - *Identificação dinâmica e análise do comportamento sísmico de um quarteirão localizado na cidade da Horta - Ilha do Faial*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- NICOLA, T.; LEANDRO, C.; GUIDO, C.; ENRICO, S. (2015) - *Masonry infilled frame structures: state-of-the-art review of numerical modelling*. Earthquakes and structures. 8:3. 733-759.
- OLIVEIRA, D. (1995) - *Comportamento de pórticos de betão armado preenchidos com paredes de alvenaria*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- PARISI, F.; AUGENTI, N. (2013) - *Earthquake damages to cultural heritage constructions and simplified assessment of artworks*. Engineering Failure Analysis Engineering Failure Analysis. 34:5. 735-760.
- PAULAY, T.; PRIESTLEY, M. (1992) - *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*. New York: Wiley.
- PCB (2016a) -. [Consult. 25 janeiro, 2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.pcb.com/nx/csearch.aspx?q=393A03>>.
- PCB (2016b) -. [Consult. 24 Janeiro, 2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.pcb.com/nx/csearch.aspx?q=393B31>>.
- PCB (2016c) -. [Consult. 24 Janeiro, 2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.pcb.com/nx/csearch.aspx?q=024R10>>.
- PETRONE, C. (2015) - *Seismic demand on light acceleration-sensitive nonstructural components in European reinforced concrete buildings*. Earthquake engineering & structural dynamics. 44:8. 1203-1217.
- PIMENTEL, R. (2009) - *Caracterização do tráfego ferroviário e dos seus efeitos em pontes de pequeno vão*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- POLYAKOV, S. (1963) - *Masonry in framed buildings*. Boston Spa, England: National Lending Library for Science and Technology.
- PRECERAM (2016) -. [Consult. 29 Janeiro, 2016]. Disponível em WWW: <URL: <http://www.preceram.pt/tradicional.php>>.
- PREVOSTO, M. (1982) - *Algorithmes d'identification des caractéristiques vibratoires de structures mécaniques complexes*. Rennes, France: Université de Rennes.
- RADNIC, J.; BALOEVIC, G.; GRGIC, N.; HARAPIN, A.; BUZOV, A. (2014) - *The effect of flexibility in ground storey of concrete walls and infilled frames on their seismic response*. Materialwissenschaft und Werkstofftechnik. 45:4. 244-257.
- REBAP (1983) - *Regulamento de estruturas de betão armado e pré-esforçado aprovado pelo Decreto-Lei n.º 349-C/83, de 30 de Julho (rectificado no suplemento ao D. R., 1.ª série, de 29SET84)*. Ministério da Habitação, Obras Públicas e Transportes.

- RODRIGUES, H. (2005) - *Desenvolvimento e calibração de modelos numéricos para a análise sísmica de edifícios*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- RODRIGUES, H.; VARUM, H.; COSTA, A. (2010) - *Simplified Macro-Model for Infill Masonry Panels*. Journal of Earthquake Engineering. 14:3. 390-416.
- RODRIGUES, J. (2004) - *Identificação modal estocástica Métodos de análise e aplicações em estruturas de engenharia civil*. Porto: Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.
- ROMÃO, X.; COSTA, A. A.; PAUPÉRIO, E.; RODRIGUES, H.; VICENTE, R.; VARUM, H.; COSTA, A. (2013) - *Field observations and interpretation of the structural performance of constructions after the 11 May 2011 Lorca earthquake*. Engineering failure analysis. 34: 670-692.
- RUNE, B.; LINGMI, Z.; PALLE, A. (2001) - *Modal identification of output-only systems using frequency domain decomposition*. Smart Materials and Structures. 10:3. 441-445.
- SHAKYA, M.; VARUM, H.; VICENTE, R.; COSTA, A. (2015) - *Seismic vulnerability and loss assessment of the Nepalese Pagoda temples*. Bulletin of Earthquake Engineering : Official Publication of the European Association for Earthquake Engineering. 13:7. 2197-2223.
- SHING, P. (2002) - *Behaviour and analysis of masonry-infilled frames*. Progress in structural engineering and materials. 4:3. 320-331.
- SMYROU, E.; BLANDON, C.; ANTONIOU, S.; PINHO, R.; CRISAFULLI, F. (2011) - *Implementation and verification of a masonry panel model for nonlinear dynamic analysis of infilled RC frames*. Bulletin of Earthquake Engineering. 9:5. 1519-1534.
- STAFFORD SMITH, B.; CARTER, C. (1969) - *A method of analysis for infilled frames*. Proceedings of the Institution of Civil Engineers. 44:1. 31-48.
- STANDARDIZATION, European Committee for (2004) - *Design of concrete structures - Part 1: General rules and rules for buildings*. Brussels, Belgium:
- STANDARDIZATION, European Committee for (2005) - *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*. Brussels, Belgium:
- SUN, B.; YAN, P. (2015) - *Damage characteristics and seismic capacity of buildings during Nepal M s 8.1 earthquake*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration. 14:3. 571-578.
- TAVARES, M. (2013) - *Identificação modal e monitorização dinâmica de uma ponte em arco*. Porto: Faculdade de Engenharia da universidade do Porto.
- THERMOU, G. (2011) - *Assessment indices for the seismic vulnerability of existing R.C. buildings*. Earthquake engineering & structural dynamics. 40:3. 293-313.
- VARUM, H. (2003) - *Seismic assessment, strengthening and repair of existing buildings*. Aveiro: Universidade de Aveiro.
- VERDERAME, G.; DE LUCA, F.; RICCI, P.; MANFREDI, G. (2011) - *Preliminary analysis of a soft-storey mechanism after the 2009 L'Aquila earthquake*. Earthquake engineering & structural dynamics. 40:8. 925-944.
- VICENTE, R. (2008) - *Estratégias e metodologias para intervenções de reabilitação urbana. Avaliação da vulnerabilidade e do risco sísmico do edificado da Baixa de Coimbra*. Aveiro: Universidade de Aveiro.

VICENTE, R.; MENDES DA SILVA, J. (2012) - *Performance of masonry enclosure walls: lessons learned from recent earthquakes*. Earthquake Engineering and Engineering Vibration. 11:1. 23-34.

WU, D.; TESFAMARIAM, S.; STIEMER, S. F.; CUI, J. (2015) - *Comparison of Seismic Performance of a RC Frame Building before and after the Wenchuan Earthquake in Sichuan Province*. Journal of performance of constructed facilities. 29:1.

ZUO CAI, W.; DE, Z.; WEI XIN, R.; GEN DA, C. (2014) - *Structural Modal Parameter Identification from Forced Vibration with Analytical Mode Decomposition*. Advances in structural engineering. 17:8. 1129.

